



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA
INSTITUTO DE INGENIERIA**

**GRUPO DE CIENCIAS DE LA TIERRA
Y DEL MEDIO AMBIENTE**

***Modelación del Sistema de Abastecimiento de
Agua para Uso Público de la Ciudad de San Luis
Río Colorado, Sonora***

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL
GRADO DE DOCTORADO EN CIENCIAS**

PRESENTA

Raúl Adalberto Morelos

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Jorge Ramírez Hernández

Enero del 2017

Índice

Capítulo 1

| | |
|---|----|
| 1.1 Introducción..... | 1 |
| 1.2 Antecedentes..... | 1 |
| 1.3 Situación actual y Ubicación geográfica | 4 |
| 1.4 Justificación | 8 |
| 1.5 Objetivos | 10 |
| 1.6. Bibliografía..... | 11 |

Capítulo 2

| | |
|--------------------------------------|----|
| 2.1.Métodos de Optimización..... | 16 |
| 2.2 Los modelos de optimización..... | 18 |
| 2.3 Bibliografía..... | 27 |

Capítulo 3

| | |
|--|----|
| 3.1 Introducción a los modelos de simulación..... | 33 |
| 3.2 Programas De Modelación, Simulación y Análisis De Redes De Agua Potable..... | 33 |
| 3.3 El programa de simulación EPANET..... | 35 |
| 3.4 Análisis de periodo extendido..... | 40 |
| 3.5 Opciones de cálculo y elementos en EPANET..... | 41 |
| 3.4 Bibliografía..... | 43 |

Capítulo 4

| | |
|---|----|
| 4.1. Disponibilidad de Agua en la Región..... | 45 |
| 4.2 Diagnóstico..... | 46 |
| 4.3 Recopilación y Análisis de la Información Disponible..... | 46 |
| 4.4 Sectorización de la red hidráulica..... | 48 |
| 4.5 Modelación de la red..... | 51 |
| 4.6 Metodología para el análisis de los sectores hidrométricos..... | 52 |
| 4.7 Procesos para la simulación sectores hidrométricos..... | 58 |
| 4.8 Bibliografía..... | 65 |

Capítulo 5

| | |
|---|-----|
| 5.1. Parámetros y límites de configuración del modelo | 67 |
| 5.2. Resultados de los sectores hidrométricos..... | 67 |
| 5.2.1 Sector hidrométrico 01..... | 67 |
| 5.2.2 Sector hidrométrico 01..... | 74 |
| 5.2.3 Sector hidrométrico 01..... | 80 |
| 5.2.4 Sector hidrométrico 01..... | 87 |
| 5.2.5 Sector hidrométrico 01..... | 94 |
| 5.2.6 Sector hidrométrico 01..... | 101 |
| 5.2.7 Sector hidrométrico 01..... | 106 |
| 5.2.8 Sector hidrométrico 01..... | 111 |
| 5.2.9 Sector hidrométrico 01..... | 117 |

| | |
|------------------------------------|-----|
| 5.2.10 Sector hidrométrico 01..... | 125 |
| 5.2.1 Sector hidrométrico 11..... | 125 |

Capítulo 6

| | |
|---|-----|
| 5.1. Conclusiones y Recomendaciones | 138 |
|---|-----|

Capítulo 1

I. INTRODUCCIÓN

I.1 Introducción

Los procesos y forma de vida que se desarrollan en las ciudades, dependen de la dinámica de su desarrollo económico y social, y a su vez estos procesos dependen de los sistemas de productivos de recursos y servicios que brindan los sistemas naturales. De todos ellos el recurso natural principal y fundamental para el desarrollo, es el agua, sin ella, todos los demás procesos no se llevarían a cabo. El agua es el sustento de las comunidades, en especial las que se encuentran en zonas desérticas que se caracterizan por la poca precipitación anual y que dependen de su uso en forma óptima para no sobrepasar el suministro a la población. Si la comunidad depende del agua subterránea y este recurso es extraído en una proporción mucho más alta que el reabastecimiento eventualmente el acuífero se agotará afectando la biodiversidad y desequilibrando los ecosistemas naturales.

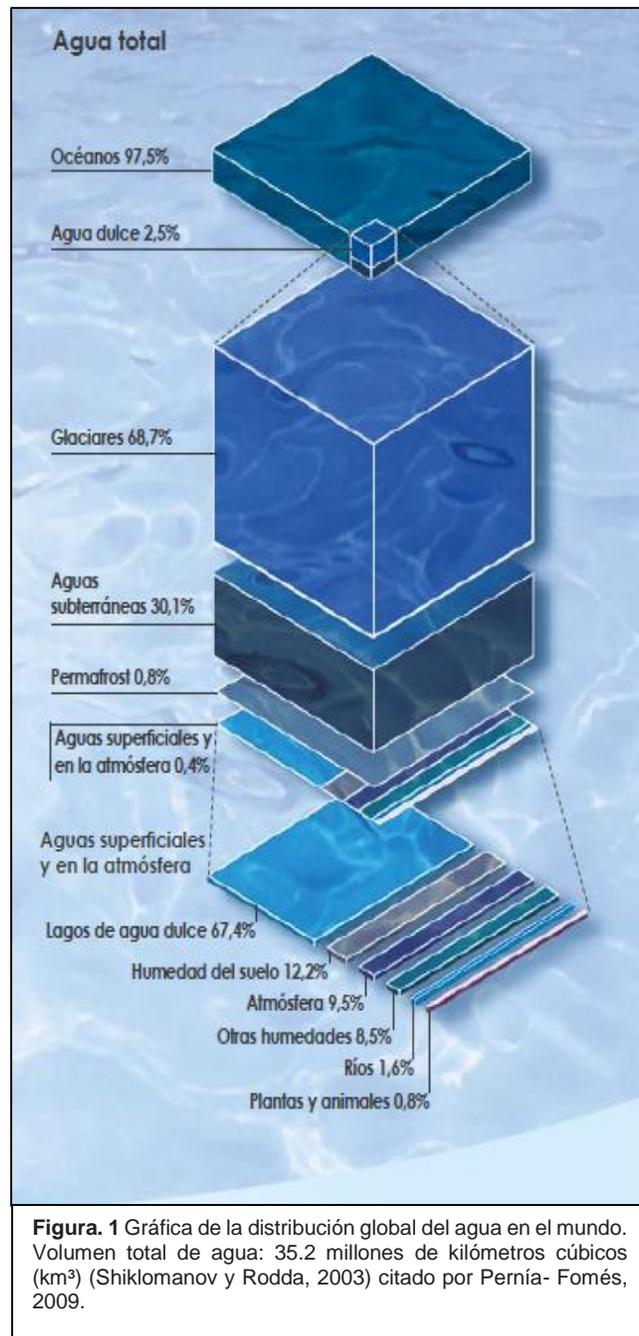
I.2 Antecedentes.

El agua es indispensable para la vida, ya que es un compuesto que forma parte de los seres vivos. La vida solo es posible en un medio con agua líquida, y como dependemos de ella, muchas veces la distribución geográfica de pueblos y ciudades está ligada a la disponibilidad de la misma. En el planeta, el reparto de agua dulce no es equitativo y existen zonas donde hay escasez en donde se tiene más cuidado en su uso y aprovechamiento, mientras que en otras se malgasta o no es aprovechada al 100% porque sobra y no hay conciencia de su importancia.

El desarrollo humano aumenta la demanda de agua incidiendo en el recurso de forma negativa y alterando su ciclo natural. Aunado a las actividades antropogénicas que alteran de alguna forma el medio ambiente, están las características climáticas del planeta que interactúan con la atmósfera, los océanos y la capa superficial de la Tierra que controlan la temperatura y por lo tanto el clima (IPCC, 2007).

Nadie sabe con certeza con cuánta agua contamos, pero hay proyecciones de la cantidad de agua dulce global. Sabemos que la distribución del agua dulce es muy irregular y mucha de ella no se encuentra en donde se necesita, y sólo una parte muy pequeña es apropiada para el consumo. La evaluación aprobada y cifrada de los volúmenes de agua de las distintas partes de la hidrósfera se muestra en la figura 1, los cálculos globales sólo pretenden estimar órdenes de magnitud (FAO 2003; Pernía-Fornés 2009).

Un 40% de los habitantes de la Tierra, no disponen de agua limpia para sus necesidades básicas. La escasez de agua potable es crítica para España, Sur de Italia, Grecia, Los Balcanes, Oriente Medio, Australia, África Central, India y China (ONU 2006). La principal razón, es que sus ríos están contaminados, la otra razón es por la explotación irracional del recurso, la devastación de los bosques y el cambio de uso de suelo (Toxky, 2012; Simmons, 2012; Owen et al. 2010; Soto, 2009; IPCC, 2007 y otros).



La demanda creciente y la disminución del agua disponible, ha ocasionado y seguirá generando problemas cada vez más graves para el abastecimiento a nivel local, regional como continental. Este problema se incrementó a mediados del siglo 20 y se espera que se mantenga durante el actual, todo esto debido al crecimiento poblacional y urbano a nivel mundial, que exigirán un aumento en la demanda de alimentos, bienes y servicios (Hanak-Lund, 2012; Stoll et al. 2011; Zhuo, 2010; Borman, 2009; IPCC, 2007).

El uso excesivo y la contaminación del agua, crean una crisis a nivel mundial, tanto los países desarrollados como los países en vías de desarrollo, por lo que en el futuro la gestión racional y la administración del recurso resultará clave para un desarrollo sustentable y a su vez conducirán al progreso de cualquier país (Ver fig. 2).

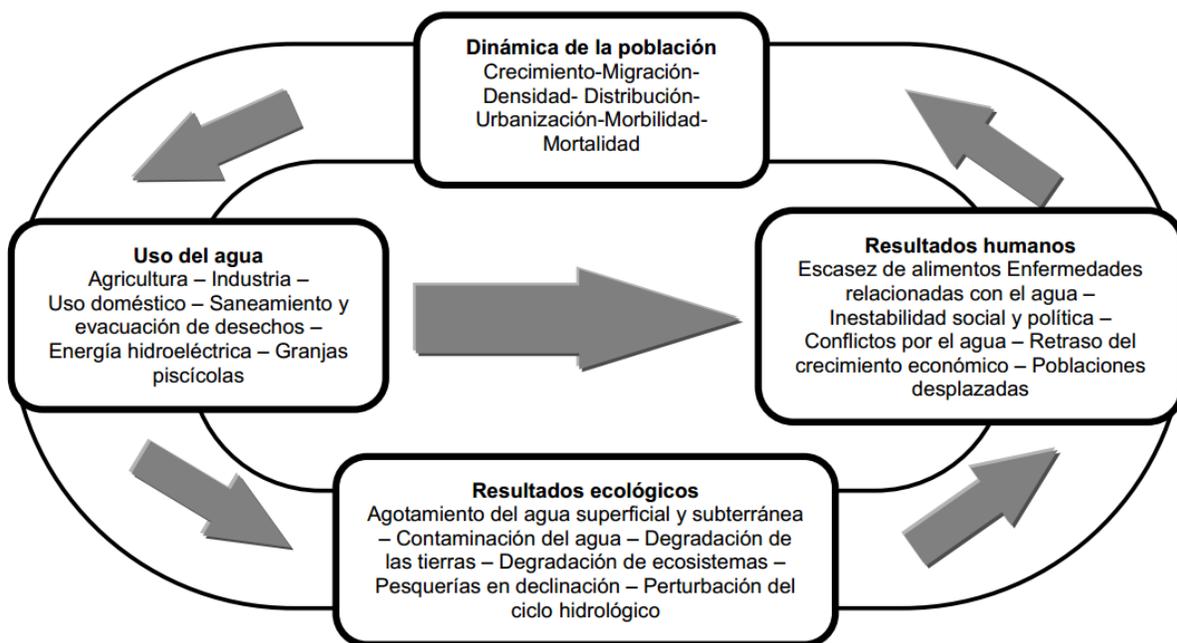


Figura 2. Vínculo entre la población y el agua dulce.

Fuente: Fuente: World Conservation Union (Iucn), (1996), PRB and USAID citado por Programa de las Naciones Unidas (PUMA), 2012.

En muchas regiones el agua subterránea se consume con mayor rapidez que con la que se recarga (Simmons, 2012; Owen, 2010; Soto, 2009; Peria-Fomés, 2009), por lo que el cuidado del agua se ha convertido en una nueva prioridad para las generaciones nuevas y futuras y su objetivo será el de mantener una calidad de vida adecuada.

La situación actual de México no es ajena, ya que 102 acuíferos suministran cerca del 50% del agua subterránea para uso urbano, industrial y agrícola, de los 653 acuíferos existentes y repartidos entre en las 1,472 cuencas hidrográficas (Cotler, 2010).

Se calcula que entre 50 y 70% del total de agua que se extrae en México, se pierde por la evaporación, fugas en los sistemas de distribución y consumo irracional. Por otra parte, la mitad del agua que llega a los campos agrícolas se escurre o se evapora sin ser aprovechada por los cultivos; mientras que en las grandes metrópolis se pierde hasta 40% del agua, principalmente por la falta de mantenimiento de las tuberías, por las fisuras o fracturas originadas por hundimientos diferenciales del terreno, así como la mala calidad de algunos materiales o las conexiones defectuosas de las tomas clandestinas (CONAGUA-Estadística, 2011).

Con el paso del tiempo, este problema se va agravando y se necesita hacer una mejor gestión del agua potable, y darle más importancia al consumo, su administración de forma responsable e incrementar la eficiencia con las que se presta el servicio, disminuir los volúmenes

de extracción al reducir las pérdidas por fugas y por el derroche de agua de los usuarios, por último, verificando tarifas, aumentando la facturación y el cobro real (CONAGUA, 2011).

Para ser eficientes y optimizar el agua, los organismos administradores del agua de cualquier ciudad por muy pequeña que sea, deben tener un mayor control de los volúmenes de agua que entran y salen del sistema, reduciendo el consumo, las pérdidas por fugas y ofrecer un mejor servicio al usuario doméstico e industrial.

I.3 Situación actual y Ubicación geográfica

Las autoridades y los administradores del agua tanto municipales, estatales y federales, deben minimizar los efectos negativos de la contaminación y sobreexplotación de las fuentes de suministro del agua para la región. A nivel mundial existe una gran preocupación por encontrar los mejores mecanismos de suministro sostenible del agua a un costo razonable y con las innovaciones más novedosas, y todo organismo operador de agua debe administrar lo mejor posible el recurso hídrico y financiero, lo que significa que debe planificar, organizar, dirigir y controlar, y para lograrlo, debe utilizar las tecnologías que hay para la industria del agua que se relacionan con un sinnúmero de disciplinas como la mecánica, la eléctrica, los métodos de control, las comunicaciones, las matemáticas de hidráulica para fluidos, el hardware y software, etc. (Sonora 2012, CONAGUA 2013). Esto dificulta cada vez más la planificación, diseño y gestión de los sistemas urbanos de agua al involucrar diferentes sistemas que por un lado son difíciles de entender e implementar y por otro lado la inversión financiera es muy elevada (Izquierdo, Pérez et al. 2004, Jaimes Quintero 2010).

En los últimos años en México, la entidad encargada de regular y evaluar la gestión de los organismos operadores de agua potable (OOAP) es la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través de las Comisiones Estatales de Agua (CEA) de los estados, los OOAP de los municipios informan la planeación y gestión técnica de abastecimiento de agua sostenible (control de agua no registrada, calidad, potabilización, cobertura, saneamiento, etc.) que realizan semestralmente (Sonora 2012).

La frontera México-Estados Unidos es una de las más dinámicas en toda Latinoamérica y experimenta una acelerada expansión demográfica, principalmente del lado mexicano, que se refleja en la demanda de consumo de agua para diferentes usos, en especial para uso municipal e industrial, lo que conlleva a una competencia entre los usuarios agrícolas, las ciudades en constante crecimiento y los ecosistemas naturales (Bustillos, 2004). La disputa por el agua es cada vez mayor y más conflictiva, puesto que los agricultores demandan la cantidad asignada para sus cultivos y las ciudades y poblados exigen cada vez más agua para abastecer a la población (Hanak-Lund, 2012; Stoll et al. 2011; GNBE, 2000).

Uno de los objetivos principales para el manejo y administración del acuífero de la mesa arenosa de San Luis Río Colorado, es el lograr un sistema productivo que sea económico, social y ecológicamente sustentable (Maass 2007). Los escurrimientos al delta del Río Colorado, mejor conocidos como humedales del delta del Río Colorado, localizados entre los estados de Sonora y Baja California, constituyen uno de los ecosistemas más ricos y de mayor importancia ecológica en toda la región de la Cuenca Baja del Río Colorado en Estados Unidos y México, incluyendo el Desierto Sonorense y el Alto Golfo de California (Glenn et. al, 1996). Como sabemos, el sistema de presas y represas construidos para controlar y distribuir el agua del río en Estados Unidos y parte de México han influenciado los flujos de agua hacia el delta y a su vez al Mar de Cortés, que son ya inexistentes, situación que ha alterado el ecosistema, incluyendo la reducción de humedales y la filtración hacia el acuífero de la mesa arenosa en los últimos 100 años.

La disponibilidad del agua seguirá siendo un elemento clave para el desarrollo económico y social de cualquier población (ONU, 2006). Las cuencas hidrográficas constituyen embudos naturales para colectar agua de lluvia que cae sobre grandes extensiones de terreno, pero, hasta el siglo pasado es cuando se reconoce como un excelente manejo integrado de los recursos y servicios que brinda a los ecosistemas (Swank 1988). Hasta hace unas décadas fue cuando se reconoció la capacidad tecnológica para transformar dichos ecosistemas a escalas globales y solo algunos años después se comienza a reconocer la severa crisis ambiental que el hombre ha causado por la transformación de los ecosistemas naturales y la dependencia que tiene de ellos (Vitousek 1988) citado por (Mass, 2007)

La gestión de agua para San Luis Río Colorado Sonora y Baja California, ha sido una regla imperante durante las últimas décadas y fechas recientes (CONAGUA 2011; Waller et al., 2009; Medellín et al 2009; Mendoza, 2007; Medellín, Lund y Howitt, 2007; Molina, 2007; Pineda et al., 2012; Hinojosa, 2010), de tal modo que se debe garantizar el suministro de agua para ambos estados, procurando cumplir con la ley y las exigencias de la población cada vez en aumento de tener agua potable en sus casas y a la vez conservar el ecosistema.

La nueva cultura de gestión del agua, consiste en administrar de manera conjunta del recurso, las demandas de agua por la población y el patrimonio hidráulico existente y establecer el aprovechamiento racional y sostenible del agua (Vera Peña, et. al. 2004). Cumpliendo estos puntos, harán que la demanda sostenible del agua se convierta en el desarrollo armónico de las comunidades. El eje fundamental para la política de gestión del recurso hídrico sostenible, es el de garantizar el recurso y preveer futuras crisis y establecer políticas que demanden eficientemente la mejora de la calidad de los servicios de agua potable y reducir su costo. Además, siendo un recurso estratégico, debemos de enfocar nuestro interés por la regeneración de las aguas residuales (Sol, 2008), para su posterior uso y así ayudar a los ecosistemas ya sobreexplotados o incrementar la disponibilidad de los mismos, al darle nuevos usos que esten en equilibrio con el entorno, esto es lo que se llama política de gestión sostenible del agua.

1.3.1 Descripción del área de estudio.

San Luis Río Colorado, se encuentra enclavada en el desierto de Altar, al noroeste de Estado de Sonora entre las siguientes coordenadas geográficas: entre los paralelos 31° 29' y 32° 30' de latitud norte; los meridianos 113° 32' y 115° 04' de longitud oeste; con altitud promedio de 45 msnm. Colinda al norte con el estado de Baja California y el condado de Yuma Arizona, en los Estados Unidos de América; al este con los Estados Unidos de América, el municipio de Puerto Peñasco y Plutarco Elías Calles; al sur con el Golfo de California; al oeste con el estado de Baja California (ver fig. 1). El clima es muy seco y extremoso, la precipitación media anual es de 27.4 mm, predominando en invierno. La temperatura media anual es de 20.9 °C, oscilando desde temperaturas bajo cero en invierno hasta los 50 °C en verano. En el censo del 2010 la ciudad tenía una población de 159,089 habitantes y su municipio 178,389 habitantes; tiene una superficie de 8,412.75 km² y se encuentra a 70 Km de la ciudad Mexicali Baja California (INEGI 2011).

El tipo de suelo es arenoso, con un 5% de material tipo B y un 95% de tipo A. La granulometría realizada en estudios hasta una profundidad de 3.5 m muestran una clasificación

del suelo que va de arena fina a media, con un promedio de conductividad hidráulica a carga constante de 4.74 m/día (Sol Uribe, Reyes López et al. 2008).



PLANO DE LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Figura 2. Plano del área de estudio

1.3.2 Población

La población total del municipio de SLRC en base al censo del año 2010 fue de 182,892 habitantes, y para la zona urbanizada fue de 161,892 habitantes, el crecimiento poblacional en base a las proyecciones de población del Consejo Nacional de Población (CONAPO) para los años 2010-2021, se estima una población total para el año 2013 de 169,894, ver Tabla 3.4 con las cifras correspondientes al municipio y a la ciudad de SLRC, Sonora (CONAPO 2011).

Tabla 3.4 Proyección del Consejo Nacional de Población 2010-2021.

| AÑO | MUNICIPIO | ZONA URBANA | AÑO | MUNICIPIO | ZONA URBANA |
|------|-----------|-------------|------|-----------|-------------|
| 2010 | 182,671 | 161,892 | 2016 | 200,461 | 177,374 |
| 2011 | 185,707 | 164,549 | 2017 | 203,240 | 179,768 |
| 2012 | 188,819 | 167,268 | 2018 | 205,980 | 182,121 |
| 2013 | 191,832 | 169,894 | 2019 | 208,683 | 184,435 |
| 2014 | 194,769 | 172,447 | 2020 | 211,345 | 186,706 |
| 2015 | 197,641 | 174,937 | 2021 | 213,987 | 188,952 |

Fuente: Elaboración propia en base a los datos de CONAPO Acceso Septiembre 2013, www.conapo.gob.mx/es/CONAPO/Proyecciones_de_la_Poblacion_2010-2050

1.3.3 Descripción Hidráulica. Disponibilidad de Agua en la Región

El valle de SLRC y el valle de Mexicali se encuentran relacionados ya que pertenecen a la región de la cuenca baja del río Colorado. El río Colorado es la principal fuente de abastecimiento de agua en la región, cuyas aportaciones de aguas superficiales que recibe México de Estados Unidos están reguladas por el Tratado Internacional de Límites y Aguas de 1944. En el tratado se estableció el compromiso de la entrega anual de un volumen garantizado de 1,850.234 Mm³/año, que se encuentra concesionado en su totalidad al Distrito de Riego de No. 014, Río Colorado (Sen_Rep 1944).

La disponibilidad de las aguas subterráneas en las zonas acuíferas de los valles de Mexicali y SLRC, están relacionadas con la recarga total del acuífero somero que es del orden de 700 Mm³/año aproximadamente (ver figura 2), correspondiendo al acuífero de la Mesa Arenosa de SLRC un volumen de 197.4 Mm³/año. Para el abastecimiento público urbano de la ciudad se asignó un volumen anual de 30 Mm³, equivalente a un caudal medio de 951.3 l/s (OOMAPAS-SLRC 2007, CONAGUA 2008).

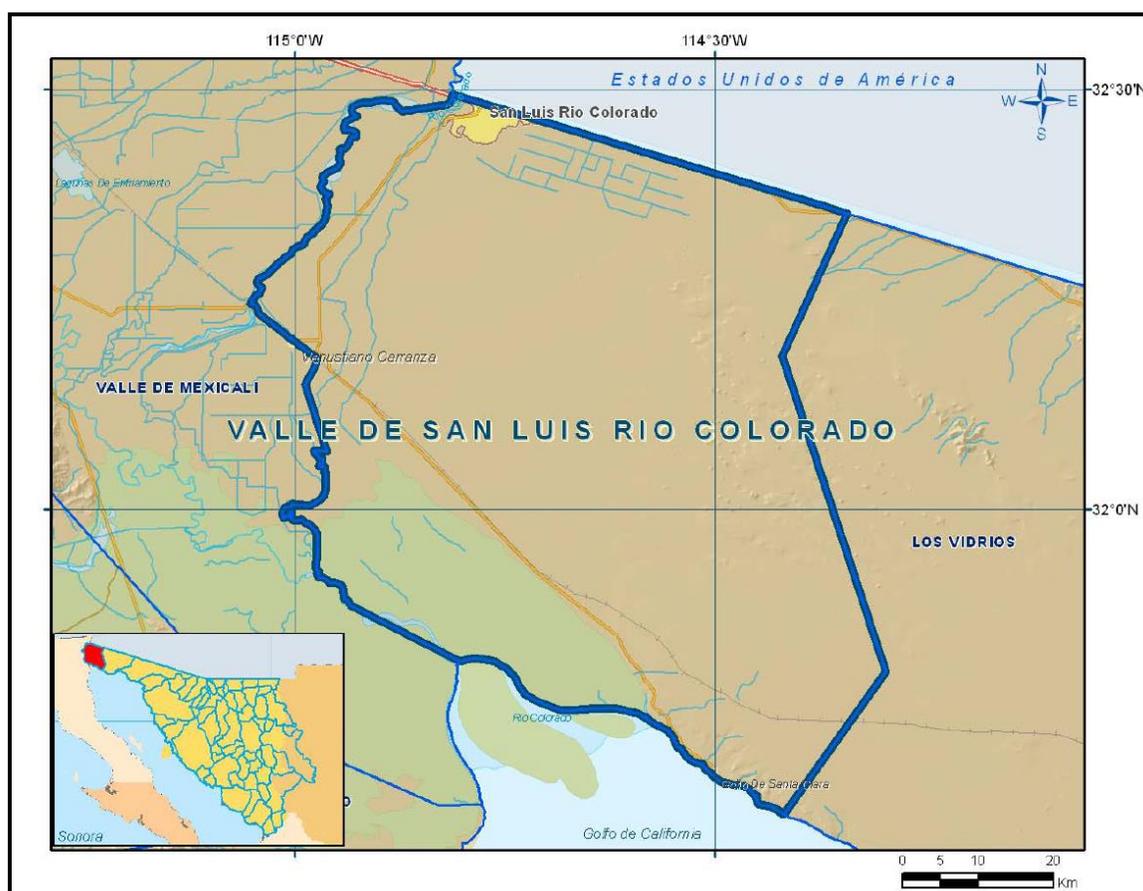


Figura 2. Localización del Acuífero 2601 Valle de San Luis Río Colorado, Estado de Sonora

La cobertura del servicio de agua potable en la ciudad de SLRC es del 97%, el 3% restante se abastece por medio de pipas (OOMAPAS-SLRC 2007), los habitantes beneficiados con la cobertura de la red son aproximadamente 158,650. El abastecimiento de la red de agua

potable de la ciudad es a través de 18 pozos profundos (de 22 instalados), con un volumen total de explotación de 26 Mm³ anuales; las profundidades de los pozos oscilan entre los cien y los doscientos metros, con gastos promedios de 75.53 l/s (OOMAPAS-SLRC 2007) cuya fuente de agua subterránea es el acuífero de la mesa arenosa de SLRC. El flujo subterráneo para el área de estudio muestra una dirección NO-SE con niveles estáticos de 14 msnm e incrementos hacia el norte hasta 18 msnm, que se ha mantenido sin evolución significativa por largo tiempo (Sol Uribe, Reyes López et al. 2008).

Cabe señalar que no existen tanques elevados para sostener la presión, el agua potable que se extrae de cada pozo se inyecta directamente al SDRAP de la ciudad después de clorarla, todos los pozos se encuentran ubicados en la zona urbana, y a su vez sobre el acuífero de la mesa arenosa de SLRC, como se muestra en el plano de agua potable en la figura 3.

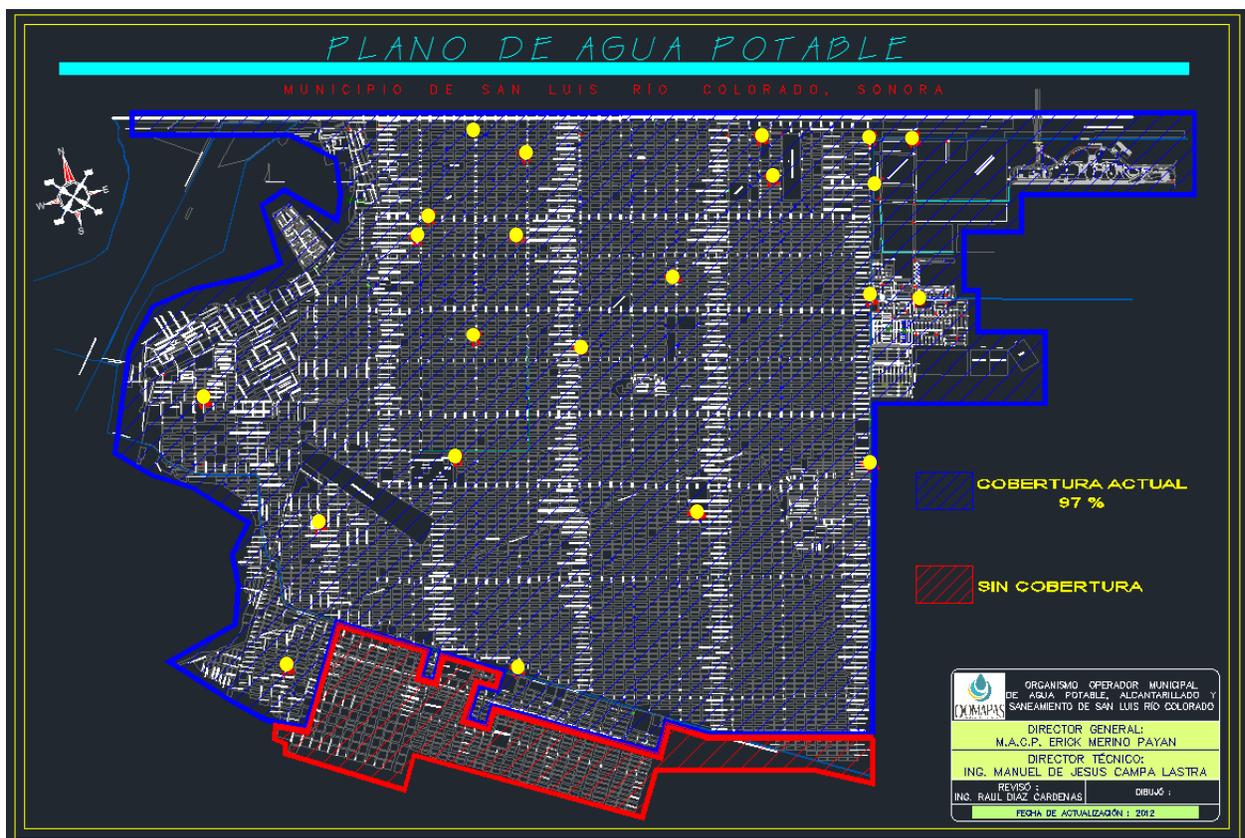


Figura 3. Ubicación de los pozos de OOMAPAS (círculo amarillo) y cobertura del servicio de agua potable.

1.4 Justificación

Las empresas privadas de servicios de agua potable y los organismos operadores de agua deben estar bien administradas, y además de planificar, organizar, dirigir y controlar, deben comprometerse a mejorar la gestión del producto que ofrece, ya sea por iniciativa propia o por los programas de regulación (Jaimes, 2010).

Uno de los principales problemas que enfrenta la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora (SLRCS), es que la industria, los servicios, el comercio y su población, dependen en un 100% de la extracción del agua subterránea del acuífero de la mesa arenosa y no se han tomado las medidas necesarias para afrontar el problema en caso de desabasto o reducción del nivel freático.

Por lo que el estudio principalmente debe enfocarse a dos campos de acción que estén bien diferenciados. El primero debe estar dirigido a la demanda eficaz, económica y sostenible del agua, prevaleciendo la medición, el control y el ahorro del agua, el otro debe orientarse a evaluar la disponibilidad de agua el análisis, protección, prevención y control de la contaminación (principalmente subterránea), a través de aguas residuales tratadas.

En los últimos 10 años a instancias de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través de la Comisión Estatal del Agua (CEA) y los Organismos no Gubernamentales (ONG'S), así como la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos, a través de la COCEF, han llevado a cabo proyectos para la ciudad como la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales, la red de drenaje, estaciones de bombeo y de emisores entre otras, evitando con ello la contaminación del lecho del río Colorado y las aguas subterráneas.

Por otro lado, se están llevando a cabo proyectos para sectorizar la ciudad, pero no se ha logrado con éxito, solo parcialmente (aproximadamente un 50%), además es necesario subsectorizar cada sector, para tener un control del volumen y presión hidrostática en la red y el control efectivo de las fugas.

Investigando sobre los objetivos para proyectos similares (Toxky, 2012; Romero, 2010; Cunha, 2010, Suribabu, 2010; Pérez et al., 2003; Vera et al., 2004; Arreguín, 2004) y dada la importancia del mismo por estar en una zona desértica, se debe administrar el agua de manera conjunta y que las acciones se tomen en el mismo sentido del proyecto, intercambiando conocimientos y experiencias sobre el recurso hídrico de la región, y realizando propuestas que optimicen el agua del acuífero del valle de SLRC para su uso urbano.

En este estudio se propondrán cambios en la red de distribución, así como la medición del agua extraída y la medición constante mediante pozos de observación del nivel freático. La finalidad es tener un mejor control de los volúmenes de agua que entran y salen del sistema, regulando la presión interna de la tubería mediante la colocación de válvulas de seccionamiento y mecanismos de medición de presiones, y estar al pendiente de nivel freático y de las características químicas del agua del acuífero.

Uno de los objetivos fundamentales para el proyecto es la búsqueda de financiamiento por parte de los tres niveles de gobierno representados por el Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (OOMAPAS), la Comisión Estatal del Agua (CEA), la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y los Organismos no Gubernamentales (ONG'S), cuya actuación se concreta en estudios y aplicaciones orientadas hacia la protección y optimización de los recursos hídricos tanto en calidad como en cantidad; la falta de éste retrasaría el estudio y se vería comprometido el proyecto.

1.5 Objetivos

Los objetivos que se plantean para lograr lo anterior son los siguientes:

1.5.1 Objetivo General

Implementar y validar un modelo de distribución de agua potable para la optimización y diseño del suministro de agua de uso público urbano para la ciudad de San Luis Río Colorado, proveniente de los pozos de la mesa arenosa y proponiendo una red de distribución más eficiente tomando en cuenta la sectorización actual.

1.5.2 Objetivos Particulares

- Evaluar los volúmenes de entrada y salida de la red, así como la presión a lo largo del sistema para evitar sobrepresiones y pérdidas.
- Hacer una investigación exhaustiva de los modelos de optimización de redes para abastecimiento de agua para uso público urbano existentes y elegir la que mejor se adapte al caso de estudio.
- Implementar el modelo elegido en la red de la ciudad de SLRC con la red actual para encontrar sus deficiencias y fortalezas, así como calibrar el modelo.
- Proponer un sistema de distribución sectorizado, con base en el existente, que permita la optimización tanto del agua extraída del acuífero, como del agua entregada en conjunto con la eficiencia de la red.
- Definir la delimitación de los sectores hidrométricos modelados, señalando la ubicación exacta de válvulas de flujo, cortes y cambios de tubería.

1.6. Bibliografía

Alcocer Y., V., Tzatchkov, V., Buchberger, S., Arreguín-Cortés, F. I., & León-Rodríguez, T. (2008, Julio-Septiembre). "*Tecnologías Y Ciencias Del Agua*". (I.M. AGUA, Producer) Retrieved Mayo 7, 2012, from:

Alcocer, V. H., González, A., Arreguín, F., Ramírez, A. (2004). "*Aplicación De Un Modelo Sistémico De Uso Eficiente Del Agua En La Ciudad De Puebla, México*". (U. d.-I. Cinara, Ed.) Seminario Internacional la Hidroinformática en la Gestión Integrada de los Recursos Hídricos. Pags. 283-290.

Alfonso Fleites, M. E. (2002). "*EPARED. Programa Para El Diseño Y Simulación De Redes Hidráulicas*". XXVIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (pp. 1-5). Cancún, Q.Roo. México: FEMISCA.

Arreguín, F. (1991). "*Uso Eficiente Del Agua*". Ingeniería Hidráulica En México , VI (2), 9-22.

Arreguín, F., Alcocer, V. H. (2004). "*Modelación Sistémica Del Uso Eficiente Del Agua*". (I. M. AGUA, Ed.) Ingeniería Hidráulica En México, XIX (3), 83-105.

Arreguín, F., Alcocer, V. H. (2001). "*Modelo De Uso Eficient Del Agua Para La Optimizacion De Fuentes De Abastecimiento*". In A. M.-A. AWWA (Ed.), Memorias Del Congreso Internacional "Optimizacion Del Aprovechamiento Regional Del Agua". Asociación Mexicana De Aguas AMAAC-AMERICAN WATER WORKS ASSO- CIATION AWWA.

Bormann, H. H. (2009). Analysis of possible impacts of climate change on the hydrological regimes of different regions in Germany. *Advances In Geosciences*, 213-11.

Bustillos Durán, S. (2004). "*El Agua En La Frontera México-Estados Unidos*". ARAUCARIA, 5 (011), 01-12.

Cotler A., H., (SEMARNAT), (2010). Las cuencas hidrográficas de México: Diagnóstico y priorización. 1ra. Edic. Instituto Nacional de Ecología, SEMARNAT. Cotler Ávalos., H., (Coordinadora). México, D.F. Pags 11-20 ISBN: 978-607-765-507-7.

COCEF, C. D. (2005). "*Proyecto: Construcción de una Planta de Tratamiento, y Rehabilitación y Ampliación del Sistema de Alcantarillado de San Luis Río Colorado, Sonora*". Ciudad Juárez, Chihuahua: COCEF.

CONAGUA, (2011). Agenda del Agua 2030. Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT). Edición 2011. México, D.F. www.conagua.gob.mx

CONAGUA, (2011). Estadísticas de agua en México. Edición 2011. Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) – SEMARNAT. México, D.F.
<http://www.conagua.gob.mx/Contenido.aspx?n1=3&n2=60&n3=87&n4=34>

Cunha, M., & Sousa, J. (2010). Robust Design of Water Distribution Networks for a Proactive Risk Management. *Journal Of Water Resources Planning & Management*, 136(2), 227-236. doi:10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000029

Glenn, E. P., Lee, C., Felger, R., Zengel, S. (1996). "Effects of Water Management on the Wetlands of the Colorado River Delta, Mexico". *Conservation Biology*. 10 (4), 1175 - 1186.

GNBE, T. G. (2000). "Cuarto Informe De La Junta Ambiental Del Buen Vecino". Agencia De Protección Ambiental De Los Estados Unidos. WASHINGTON D C: ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY.

FAO: Food And Agriculture Organization Of The United Nations (2003). Water reports: review of world water resources by country. Publishing Management Service, Information Division, FAO, Viale delle Terme di Caracalla, 00100. Rome, Italy or by e-mail to copyright@fao.org

Hanak, E., & Lund, J. (2012). Adapting California's water management to climate change. *Climatic Change*, 111(1), 17-44. doi:10.1007/s10584-011-0241-3

Harou, J. J., Pulido-Velazquez, M., Rosenberg, D. E., Medellín-Azuara, J., Lund, J. R., Howitt, R. E. (2009). "Hydro-economic models: Concepts, design, applications, and future prospects". (I. w. (IWRM), Ed.) *Journal of Hydrology*, 375 (3-4), 627-643.

Hinojosa Huerta, O.; Carrillo Guerrero, (2010). **Las cuencas hidrográficas de México. Diagnóstico y priorización:** La Cuenca Binacional Del Río Colorado. Las Cuencas Hidrográficas 1ra. Ed. Instituto Nacional de Ecología. México. Pags. 180-187. ISBN: 978-607-765-507-7. <http://www2.ine.gob.mx/publicaciones/libros/639/rcolorado.pdf>

IPCC, 2007. Barker T., I. Bashmakov, L. Bernstein, J. E. Bogner, P. R. Bosch, R. Dave, O. R. Davidson, B. S. Fisher, S. Gupta, K. Halsnæs, G.J. Heij, S. Kahn Ribeiro, S. Kobayashi, M. D. Levine, D. L. Martino, O. Masera, B. Metz, L. A. Meyer, G.-J. Nabuurs, A. Najam, N. Nakicenovic, H. -H. Rogner, J. Roy, J. Sathaye, R. Schock, P. Shukla, R. E. H. Sims, P. Smith, D. A. Tirpak, D. Urge-Vorsatz, D. Zhou, (2007). **Resumen Técnico en Cambio Climático 2007: Mitigación. Contribución del Grupo de Trabajo III al Cuarto Informe de Evaluación del Panel Intergubernamental de Expertos sobre Cambio Climático** [B. Metz, O. R. Davidson, P. R. Bosch, R. Dave, L. A. Meyer (eds)], Cambridge University Press, Cambridge, Reino Unido y Nueva York, NY, Estados Unidos de América.

Jaimes Q., O. M., (2010). Elaboración del macromodelo de la red de abastecimiento de la ciudad de Murcia: Aplicación al control en tiempo real. Universitat Politècnica de València. Servicio de Alumnado. Martínez Solano, fj. Dir. 140 p.

http://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/11318/MEMORIA_TFM_MURCIA.pdf?sequence=1

Maass, J. M. (2007). "*La Investigación De Procesos Ecológicos Y El Manejo Integrado De Cuencas Hidrográficas: Un Análisis Del Problema De Escala*". Cuencas, Centro de Investigación de Ecosistemas de la UNAM, 384.

Mariano, C. E., Alcocer, V. H., Morales, E. F. (2007). "Multi-objective optimization of water-using systems". 181 (3), 16901-1707.

Mass, M., Cotler, H. (2007). "*El Protocolo Para El Manejo De Ecosistemas En Cuencas Hidrográficas*." (I. N. ECOLOGIA, Ed.) 1-18.

Medellín-Azuara, J., Howitt, R. E., Walter-Barrera, c., Mendoza-Espinosa, L. G., Lund, J. R., Taylor, J. E. (2009). "*A Calibrated Agricultural Water Demand Model For Three Regions In Northern Baja California*". (C. d. Postgraduados, Ed.) Sistema de Información Científica de América Latina, el Caribe, España y Portugal. REDALYC , 43 (2), 83-96.

Medellín-Azuara J.; Lund, J.R.; Howitt, Richard E. (2007). Water Supply Analysis for Restoring the Colorado River Delta, Mexico. *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 133, No. 5, September 1, 2007. ©ASCE, ISSN 0733-9496/2007/5-462-471

Mendoza-Espinosa, L. G.; Medellín-Azuara, J.; Lund, J. R. (2007). An Optimization Model for Water Management in the USA-Mexico Californian Border. *Proceedings of the Water Environment Federation*, 2007(8), 8795-8807

Molina Robles, F. (2007). ¡ AGUA.....ESA PESADILLA !. Infraestructura en el Estado de Baja California, EMETEC. Mexicali, B.C.; Enero 25, 2007. <http://www.emetec-infraestructura.com/Site/agua.htm>

Owen, R.; Mirghani, M.; Diene, M.; Tuinhof, A.; Taylor, P., (2010). Gestión Integrada de los Recursos Hídricos (GIRH): Manual de capacitación. Cap-Net, Africa Groundwater Network (AGW-Net) y GW-MATE (Equipo Asesor en Gestión de Aguas Subterráneas). Programa del Banco Mundial.

http://water.worldbank.org/sites/water.worldbank.org/files/GWMATEBN01_sp.pdf

Programa de la Organización de las Naciones Unidas para el Desarrollo, 2006. Informe sobre desarrollo humano. Más allá de la escasez: Poder, pobreza y la crisis mundial del agua. *Publicado para el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD)*. Grupo Mundi-Prensa, Nueva York, Nueva York, 10017, EE.UU.

<http://hdr.undp.org> 135

Pérez Moreno, F., Prieto García, F., Rojas Hernández, A., Galán Vidal, C. A., Marmolejo Santillán, Y., Romo Gómez, C., et al. (2003). "*Caracterización Química De Aguas*

Subterráneas En Pozos Y Un Distribuidor De Agua De Zimapán, Estado De Hidalgo, México". (E. Y. Red De Revistas Científicas De América Latina Y El Caribe, Ed.) Hidrobiológica, 13 (002), 95-102.

Pernía Llera, José Ma; Fomés Azcoiti, Juan Ma., (2009). Cambio climático y agua subterránea. Enseñanza de las Ciencias de la Tierra 2009. (17.2) (172-178). ISSN 1132-9157.

Pineda Pablos, N.; Briseño Ramírez, H. (2012). ¿Por qué son mejores los organismos de agua de Baja California que los de Sonora? Instituciones locales y desempeño de los organismos públicos. Región y sociedad / Número especial 3 / 2012 El Colegio de Sonora, ISSN:1870-3925.
<https://www.colson.edu.mx:4433/Revista/Articulos/e3/6Pineda.pdf>

Romero Lara, C. J. (2010). Optimización de la Red No. 2 del Sistema de Agua Potable de la Ciudad de Riobamba. Escuela Superior Politécnica de Chimborazo. Escuela de Ingeniería Química, May 2009, Riobamba, Ecuador. http://hdl.handle.net/12345_6789/245

Rossman, L. A. (2000). "EPANET 2 USER MANUAL. USA": United State Environmental Protection Agency.

Sanjurjo Rivera, E., Carrillo Guerrero, Y. (2006). "Beneficios Económicos De Los Flujos De Agua En El Delta Del Río Colorado: Consideraciones Y Recomendaciones Iniciales". (E. Y. Red De Revistas Científicas De América Latina Y El Caribe, Ed.) GACETA ECOLÓGICA, *redalyc.uaemex.mx* (080), 51 - 62.

Simmons, Craig. (2012). Groundwater under increasing pressure worldwide. *Ecos*, 167, pp. 1-2, Environment Complete, EBSCOhost, viewed 19 September 2012.

Sol-Uribe, J. A., Reyes-López, J. A., Ramírez-Hernández, J., Hernández-Aguilar, H., Lara-Guerrero, F., Valenzuela-Vásquez, L., & Lázaro-Mancilla, O. (2008). Estudio experimental para evaluar la calidad del agua residual infiltrada del proyecto de recarga artificial en San Luis Río Colorado, Sonora, México. *Ingeniería Hidráulica en México*, (1), 89-101.

Soto Montes de Oca, G.; Herrera Pantoja, M., (2009). Estudio sobre el impacto del cambio climático en el servicio de abasto de agua de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México. Centro Virtual de Cambio Climático de la Ciudad de México (CVCCCM). México D. F. 2009.

Stoll, S. S., Franssen, H., Barthel, R. R., & Kinzelbach, W. W. (2011). What can we learn from long-term groundwater data to improve climate change impact studies?. *Hydrology & Earth System Sciences*, 15(12), 3861-3875. doi:10.5194/hess-15-3861-2011

Suribabu, C. R. (2010). Differential evolution algorithm for optimal design of water distribution networks. *Journal Of Hydroinformatics*, 12(1), 66-82. doi:10.2166/hydro.2010.014

Swank, W. T. (1988). "*Forest Hydrology and Ecology at Coweta*". Ecological Studies, 66.

United Nation, F. C. (1992). "*United Nation. Framework Convention on Climate Change*". Retrieved Mayo 17, 2012, from United Nation. Framework Convention on Climate Change: http://unfccc.int/adaptation/nairobi_work_programme/knowledge_resources_and_publications/items/5318.php

Vera Peña, L., Marte Rodríguez, G., Peñate Suárez, B., Unamunzaga Falcón, P., Pernavieja Izquierdo, G. (2004). "*El Proyecto Aquamac: Técnicas Y Métodos Para La Gestión Sostenible Del Agua En La Macaronesia*". Instituto Tecnológico De Canarias, Playa de Pozo Izquierdo, s/n 35119. Santa Lucía Gran Canaria, Islas Canarias: Instituto Tecnológico De Canarias.

Vitousek, P. (1988). "*Global environmental change: An introduction.*" Annual Review of Ecology and Systematics, 23, 1-14.

Waller-Barrera, c., Mendoza-Espinosa, L., Medellín-Azuara, J., & Lund, J. R. (2009). "*Optimización Económico Ingenieril Del Suministro Agrícola Y Urbano: Una Aplicación De Reúso Del Agua En Ensenada Baja California, México*". (U. A. México, Ed.) Ingeniería hidráulica en México, XXIV (4), 87-103.

Zhou, Y., Zwahlen, F., Wang, Y., & Li, Y. (2010). Impact of climate change on irrigation requirements in terms of groundwater resources. *Hydrogeology Journal*, 18(7), 1571-1582. doi:10.1007/s10040-010-0627-8

Capítulo 2

2. Métodos de Optimización

2.1 Antecedentes de los modelos de optimización

El agua potable para consumo humano es uno de los usos principales en las grandes ciudades y los centros de población urbana. Ésta debe de llegar a los consumidores a través de una red de distribución de agua potable (RDAP) con calidad y eficiencia en el suministro.

Utilizar eficientemente su uso, se verá reflejado en el ahorro del recurso, además que conlleva a la eficiencia de caudales, reducción de pérdidas en redes, la sectorización de la red y a la eficiencia del mantenimiento electromecánico. Para lograrlo, muchos investigadores han formulado modelos de optimización del agua, a través de escenarios que lleven a la solución del uso eficiente del agua urbana.

Cuando hablamos de optimización del agua, nos referimos al uso eficiente y su aprovechamiento y el manejo de la infraestructura asociada al mismo, con la participación activa de los usuarios y con equidad (Arreguín 1991). Si se optimiza el agua urbana, tendremos menos problemas con la cuenca hidrológica y lidiar con una cuenca hidrológica, no es una cosa sencilla ya que implica un sinnúmero de complejidades, una de ellas es el buen uso que se le dé al recurso hídrico, puesto que en ellas se encuentran todo tipo de usuarios, por lo que el uso eficiente en la cuenca se ve afectada por la diversidad de problemas y por la enorme cantidad de objetivos y variantes de solución que podemos encontrar (Arreguín and Alcocer 2004, Mass and Cotler 2007).

Se han dado grandes avances en el desarrollo del modelado matemático y la simulación y podemos encontrar modelos para la optimización y minimización del consumo de agua en casi todas las áreas, pero los expertos que ha trabajado con estos modelos, mencionan que existen un sinnúmero de limitaciones en las restricciones que se pueden incluir para el modelado (Linares, Ramos et al. 2001, Buzeti, Pansardi Casagrande et al. 2003, Arreguín and Alcocer 2004).

El doctor George L. Nemhauser, menciona en uno de sus artículos:

“In the last decade, new advances in algorithms have been as important as the impressive advances in computer technology. Using the new interior-point algorithms and advanced implementations of simplex methods, we can now solve linear programs with more than one million variables and thousands of constraints”(Nemhauser 1994).

Hoy existen muchos modelos para optimizar un sistema de RDAP, el problema es saber qué modelo utilizar y cuál será la mejor opción que lleve al ahorro de inversión, de tiempo, de utilización de materiales y lo principal, que sea el más adecuado para determinada zona, ciudad o centro de población urbana.

Muchos investigadores han buscado la solución en los modelos matemáticos estocásticos, heurísticos, metaheurísticos, por redes neuronales, multiobjetivos, etc., (Cui 2005, Ming-Yen, C. et al. 2005, Vamvakeridou, Walters et al. 2005, Villalba 2005, Moscato 2010, Haghghi, Samani et al. 2011, Niknam, Narimani et al. 2011, Afshar 2012) y en sus estudios de investigación sobre la optimización de RDAP han aplicado los modelos que consideraron convenientes para optimizar la red.

Mencionaremos en forma general algunos objetivos que se han planteado para encontrar una solución óptima como son: el disminuir la inversión, economizar tubería, hacer una mejor red de distribución o para reducir costos de energía eléctrica en bombeos.

Los objetivos anteriores son el plan para cualquier administrador de organismo operador de agua. Pero, para los administradores noveles en administración de RDAP es muy remoto que conozcan los métodos o los modelos de optimización, ya que son de la rama de las matemáticas avanzadas, además se necesita que sepan interpretar bien los resultados de estos modelos.

El objetivo del administrador del área técnica del organismo operador es que conozca los métodos que más se utilizan para optimizar las RDAP y que aplique el que más se acomode a sus necesidades del organismo operador y que disponga de un modelo de simulación de escenarios que puede ser ajustado a la realidad, inclusive en redes muy sencillas, que le servirán como herramienta de trabajo (P. Amparo López Jiménez 2004), sin amplios conocimientos de técnicas de la minería de datos (Data Mining) (Díaz 2010).

No hay que olvidar, que el sistema de RDAP puede ser muy sencillo o demasiado complejo, todo dependerá del tamaño de la población, su distribución topográfica y del consumo industrial y de servicios. Además que es muy complicado en los aspectos de gestión ya que tiene muchas implicaciones sociales y medioambientales (P. Amparo López Jiménez 2004).

En la actualidad la simulación mediante modelos y escenarios es una práctica muy generalizada en todas las áreas, principalmente cuando el sistema a estudiar es complejo y que no es fácil de

trabajarlo en campo o en el cuarto de diseño, y esto permite conocer el comportamiento del sistema y encontrar escenarios que no han ocurrido, no importando si son reales o no, pero que nos predicen condiciones futuras del sistema bajo estudio.

Podríamos decir que los modelos que se explicarán caen dentro de la investigación operativa (Linares, Ramos et al. 2001). La principal característica de la investigación operativa es la de construcción de modelos, para predecir y comparar resultados de diferentes áreas, incorporando medidas al azar y del riesgo. Para nuestro caso, el fin es el de ayudar al administrador de agua potable a determinar soluciones y toma de decisiones de forma científica.

Durante las últimas seis décadas, una gran cantidad de investigadores y matemáticos, han mostrado interés en los métodos de optimización y en las formas de hacer más fácil los cálculos engorrosos del modelado de los sistemas RDAP (Coello 2006, Coello 2010, Afshar 2012, Alcocer, Tzatchkov et al. 2012, Bagirov, Barton et al. 2013), calculando desde la fuente de suministro, la longitud de la tubería, el diámetro de la tubería, la presión en la misma, los tipos de válvulas de control, el flujo, etc. La optimización es requerida, principalmente en los países en vías de desarrollo, y juega un papel muy importante ya que la mayor parte de la inversión es por parte del Gobierno en turno y son los que deben tomar la decisión de invertir o no en los proyectos de agua potable (Behzadian, Kapelan et al. 2009).

Al revisar toda esta literatura, vemos como los diseños y optimización de RDAP han progresado y cualquier problema de distribución de agua ya sea rural o urbana puede ser calculada y abastecida de forma económica, eficiente y segura (Linares, Ramos et al. 2001, Boorman, Williams et al. 2007, Díaz 2010, Bieupoude, Azoumah et al. 2012).

No existen modelos que solucionen de una manera adecuada los problemas de optimización del uso eficiente del agua en sistemas urbanos, de abastecimiento, alcantarillado y tratamiento (Alcocer, González et al. 2004), que tengan por variables a los usuarios, los procesos y el recurso hídrico en cantidad y calidad. El modelado de optimización matemática del agua está dirigido principalmente a la optimización de la misma al sector industrial, para eficientizarla en sus procesos, por ejemplo, la maximización del reúso del agua residual se centró en las refinerías e industrias petroquímicas a través de técnicas de optimización (Alcocer, González et al. 2004).

2.2 Los modelos de optimización

El optimizar consiste en seleccionar la mejor alternativa de solución, que otras soluciones posibles, en otras palabras, es encontrar el valor que debe o deben tener las variables para hacer

óptima la función establecida como objetivo, y son técnicas de la investigación operativa que se le llama optimización o programación matemática (Linares, Ramos et al. 2001). Todos los problemas de optimización tienen tres procesos: La función objetivo, que debe ser una medida cuantitativa que se va a maximizar o minimizar; las variables, que representarán decisiones que afectan los valores de la función objetivo, y pueden ser variables independientes y dependientes; los parámetros, que son valores constantes que actúan como coeficientes al lado derecho de las variables tanto en la función objetivo como en las restricciones; y las restricciones expresadas mediante ecuaciones o inecuaciones (Linares, Ramos et al. 2001, Díaz 2010, Hillier and Lieberman 2010). En la fig. No. 1 se muestra la clasificación general de los métodos de optimización.

En la mayor parte de los problemas de optimización que alteran lo expuesto en el párrafo anterior son:

Sistemas de ecuaciones lineales – No lineales (White 2009), sistemas de optimización sin restricciones y sistemas de optimización multiobjetivo (Ver figura No. 1).

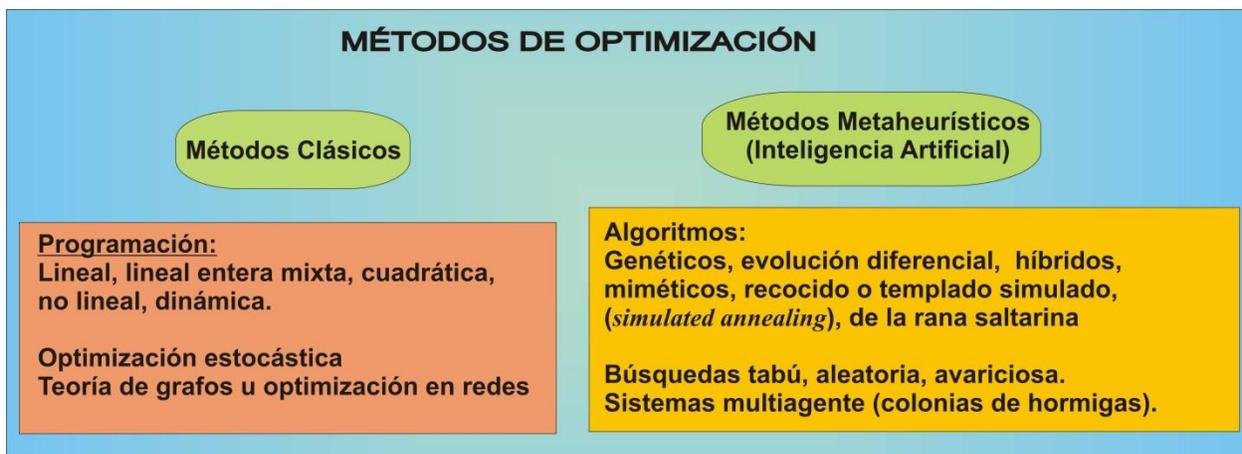


Fig. No. 1. Métodos de Optimización (Linares, Ramos et al. 2001, Chamba Rivera 2009, Díaz 2010, Hillier and Lieberman 2010).

Es una práctica común que en el desarrollo de un modelo o métodos de optimización se involucre a un equipo multidisciplinar, compuesto principalmente por ingenieros, matemáticos, estadísticos, economistas, etc., para formular las diferentes funciones objetivos, variables a

utilizar y formular las restricciones, cada uno de ellos aporta diferentes ideas y perspectivas del modelo o método de optimización a diseñar.

Cuadro No. 1. Sistemas de optimización

| Sistema | Función Objetivo | Método | Función del método |
|--|--|---|--|
| Ecuaciones Lineales y no lineales | No existe función objetivo, solo interesa encontrar una solución factible a un problema determinado por las restricciones. | Clásicos: Lineal, entera mixta, no lineal, estocástica, dinámica, etc. | Garantizar un óptimo local |
| Optimización sin restricciones | Tratan de encontrar un conjunto de valores de las variables que determinan min/max de la función | Algunas técnicas se ven en la programación no lineal y pueden no ser representadas por variables continuas, y caen en la programación entera, binaria o mixtas | Cuando las decisiones no pueden ser representadas con variables continuas, pero sí con variables enteras binarias que permiten modelar condiciones de asignación o condiciones lógicas. |
| Optimización por multiobjetivos | Existe más de una función objetivo | Trata de varias funciones objetivo a la vez, teniendo en cuenta que el óptimo no lo es para la otra función, son objetivos en conflicto entre sí. Utiliza los algoritmos genéticos, diferenciales, hipercubo, evolutivo, etc. | Utiliza métodos metaheurísticos (Inteligencia artificial), como simulated annealing, búsquedas heurísticas. Alcanzan un óptimo global, aunque muchas de las veces no garantiza alcanzarlo. |

El cuadro No. 1 fué realizado a partir de la información de (Linares, Ramos et al. 2001, Díaz 2010, Hillier and Lieberman 2010)

2.2.1 Modelos de optimización heurísticos y metaheurísticos

2.2.1.1 Modelado por multiobjetivos

En las últimas décadas, la solución de problemas de optimización teniendo dos o más funciones objetivos se ha vuelto una práctica común (Coello 2006). Varios investigadores coinciden que en que son muchos los modelos de optimización que existen hoy en día, pero tienen una aplicación limitada en la solución de problemas, lo que ha motivado la búsqueda de soluciones por otros métodos alternativos como los algorítmicos evolutivos (Linares, Ramos et al. 2001, Coello 2010, Afshar 2012, García 2012).

La optimización por multiobjetivos se apoya en otras herramientas para encontrar el óptimo planteado en las funciones objetivo, en la mayoría de los casos utiliza los algoritmos de búsqueda metaheurística (Vamvakeridou, Walters et al. 2005, Farmani, Walters et al. 2006, Mariano, Alcocer et al. 2007, Coello 2010, Neema 2010, Kurek 2013, Reed, Hadka et al. 2013), puesto que las variables y restricciones involucradas no se pueden resolver con los métodos tradicionales de optimización (modelos clásicos de optimización) (Linares, Ramos et al. 2001).

Por lo tanto, la optimización por multiobjetivos (llamada también optimización por multicriterios, multirendimiento u optimización vectorial) es definida como el problema de encontrar un vector de variables de decisión, satisfaciendo las restricciones y optimizando las funciones vectoriales cuyos elementos representan las funciones objetivo (entendiendo optimizar como el encontrar una solución que proporcione valores “aceptables”) (Coello 2006, Rodríguez, Fuentes et al. 2006, Coello 2010, Neema 2010).

Los conceptos matemáticos básicos de la optimización por multiobjetivos son:

$$\text{minimiza}[f_1(\vec{x}), f_2(\vec{x}), \dots, f_k(\vec{x})] \quad (2.1)$$

sujetos a las restricciones de desigualdad m :

$$g_i(\vec{x}) \leq 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (2.2)$$

y las constantes de desigualdad p :

$$h_i(\vec{x}) = 0 \quad i = 1, 2, \dots, p \quad (2.3)$$

donde:

$k = \text{número de funciones objetivo}$

$f_i : \mathbb{R}^n \rightarrow \mathbb{R}$

$\vec{x} = [x_1, x_2, \dots, x_n]^T$ que son los vectores de variables de decisión

se quiere determinar la cantidad de conjuntos \mathcal{F} que satisfagan todos los vectores de las ecuaciones (2.2 y 2.3) para los valores particulares de $x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*$ con los cuales se calculan los valores óptimos de todas las funciones objetivo (Rodríguez, Fuentes et al. 2006, Coello 2010, Neema 2010).

Coello (Coello 2010), hace incapié, que el concepto de optimización es imposible cuando hay múltiples criterios involucrados, por lo que la solución de un problema multiobjetivo sería un conjunto de soluciones alternativas que se le conoce como el óptimo de Pareto.

2.2.1.2 Modelado por Algoritmos genéticos.

Este algoritmo está basado en los procesos genéticos de los organismos vivos, y se basan en la teoría evolutiva, que a lo largo de generaciones las poblaciones evolucionan en la naturaleza a través de una selección natural y sobreviven los más fuertes (postulado de Darwin en 1859) (Coello 1995, Larrañaga 2004).

En las últimas décadas se ha encontrado en los algoritmos genéticos (AG) una propuesta para la solución de problemas de optimización por multiobjetivos, debido a la diversidad de las características y su confiabilidad (Larrañaga 2004, Peñuela 2007). El AG se basa en la población de datos originales (padres), de los cuales se seleccionan N parejas de soluciones escogidas aleatoriamente. Cada pareja de datos se compara y se selecciona la mejor alternativa que pertenezca al rango de mejor calidad. Si las soluciones alternativas pertenecen a un mismo frente, se selecciona la que produzca un mayor grado de diversidad al conjunto de funciones objetivo. Los nuevos datos de cada iteración son seleccionados para obtener descendencia, se cruzan con otros y se mutan y se vuelven a probar. De esta manera se espera que la información genética de los datos seleccionados en cada iteración estén presentes en las siguientes generaciones de datos y genere los mejores

resultados (Coello 1995, Domínguez 2004, Iglesias, Martínez et al. 2004, Larrañaga 2004). Ver figura No. 2.

Los AG son fáciles de implementar y son idóneos para la solución de problemas multiobjetivo o multimodales (Haupt 2004, Haghghi, Samani et al. 2011). El algoritmo converge mucho más lento que otros método matemáticos, y se agrava cuando hay muchas variable de decisión ya que se lleva tiempo (Weise 2002, Haupt 2004, Gestal 2009). La figura No. 3 nos muestra el ciclo básico de los AG.

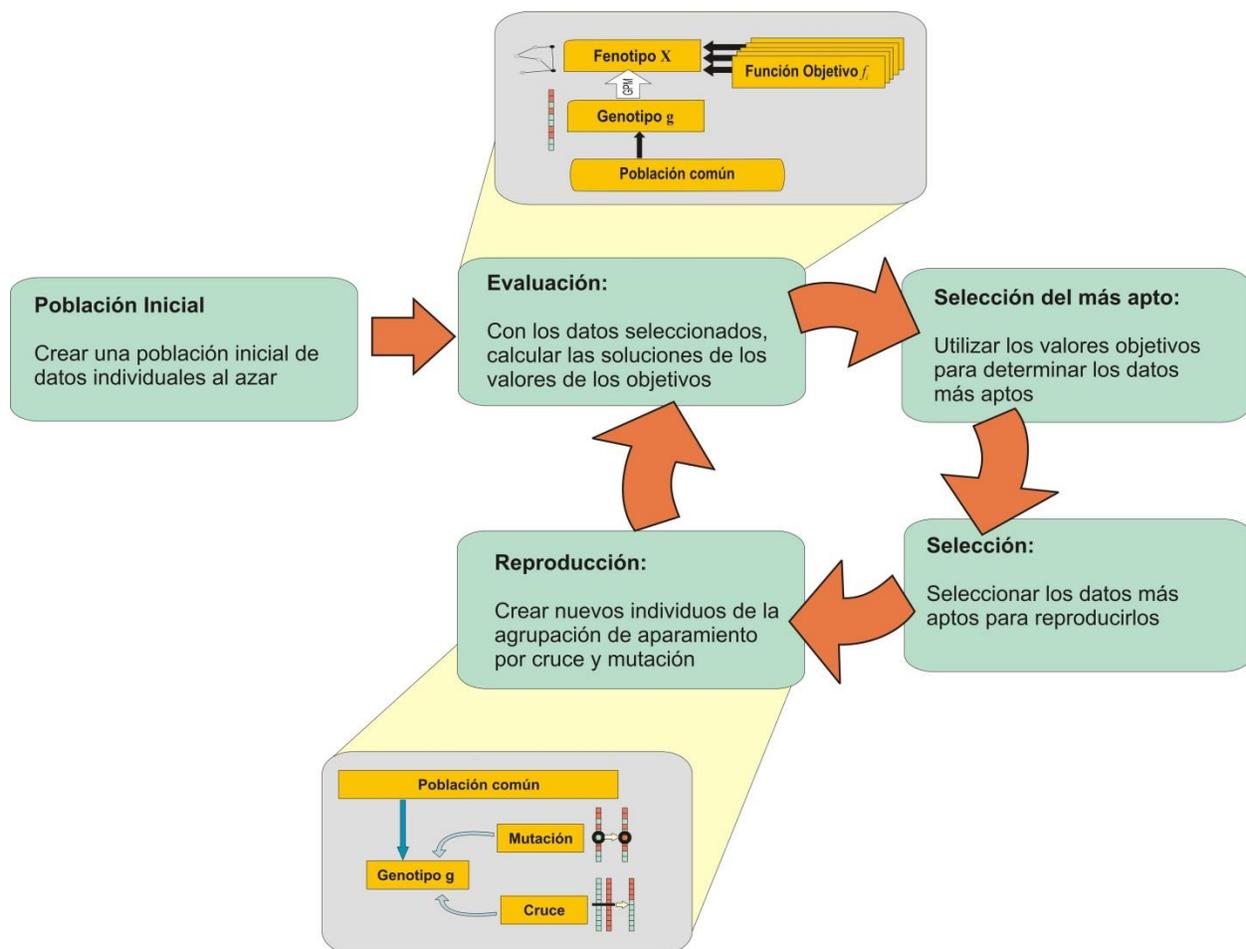


Fig. No. 3. Ciclo básico de los Algoritmos Genéticos. (Tomado y traducido de Global Optimization – Theory and Application. (Weise 2002))

Son muchas las áreas de aplicación de los AG como en sistemas de red eléctrica, rutas de tránsito, hospitales, sistemas de agua, ingeniería genética, robótica, economía, sistemas de inmunización, ecología, sistemas de evolución-aprendizaje, sistemas sociales, etc. (Iglesias, Martínez et al. 2004,

Larrañaga 2004, Rodríguez, Fuentes et al. 2006, Peñuela 2007, Gestal 2009). En algunos estudios podremos identificarlos por sus divisiones como AG simple, abstracto, paralelo, binarios, basados en gramática, evolución gramática, continuos, híbridos y convergencia (Weise 2002, Haupt 2004, Larrañaga 2004, Tolson, Maier et al. 2004, Hidalgo, Atienza et al. 2007, Gestal 2009).

2.2.1.3 Modelo Algoritmo de Evolución Diferencial (algorithm of differential evolution DE)

La mayoría de los investigadores de RDAP se han enfocado a los métodos de optimización estocásticos para el manejo eficiente de variables discretas. Estos métodos están basados en los valores de la función objetivo que se compara con los métodos de programación matemática (Suribabu 2005, Vasan 2010, Raad, Sinske et al. 2011).

La aplicación al diseño de redes de distribución de agua incluye Algoritmos Genéticos (Genetic algorithms o AG) (Domínguez 2004), *Recocido Simulado* (Simulated annealing o SA), pero hay un nuevo diseño, es el algoritmo de Evolución Diferencial (algorithm of differential evolution) que es más prometedor en resultados que los dos anteriores. Este algoritmo es solo una versión mejorada de los algoritmos Genéticos y de Recocido Simulado (Storn 1997). El algoritmo de Evolución Diferencial (DE) es simple, rápido significativamente, robusto en optimización numérica, y aumenta las posibilidades de encontrar óptimo global verdadero. La diferencia principal entre AG y DE es que AG se basa en cruce, un mecanismo de intercambio probabilístico y útil de información entre las soluciones para localizar las mejores soluciones, mientras DE o DENET (debido a que se aplica a redes de distribución de agua “water networks”, se abrevió como DENET), su solución se basa en un filtro de cruce uniforme, que puede tomar los parámetros de los vectores resultantes a partir de los vectores originales con más frecuencia que de la otra, utilizando componentes de MIEMBROS de la población existentes para construir vectores de prueba, y la recombinación eficiente de la información y combinándola, permite la búsqueda de un óptimo para centrarse en la zona más prometedora del espacio de soluciones (Fleetwood 2000, Vasan 2010).

Este modelo de simulación, es una herramienta anexa del programa para modelación de redes de distribución de agua EPANET (Vasan 2010).

Ventajas:

Puede proporcionar una solución elegante para el equilibrio entre la minimización de la función de costo diferente para cada costo variable total o frente a otra variable(Vasan 2010).

Encuentra soluciones convexas.

Encuentra una solución posible para el salto desde los mínimos locales.

Trata con muchas variables (por ejemplo, 16 variables)

Uno de los elementos más importantes en el diseño de un algoritmo evolutivo decodificador está basado es su representación genotípica (Fleetwood 2000).

La pareja genotipo-decodificador debe mostrar eficiencia, localidad, y la heredabilidad para habilitar la búsqueda evolutiva eficaz (Storn 1997, Fleetwood 2000).

Una vez identificadas las funciones, es muy sencillo de introducir los datos al programa computacional.

Se utiliza para encontrar soluciones aproximadas a determinados problemas, aunque no es la panacea.

Desventajas:

Los problemas de este tipo son difíciles si no imposibles de resolver analíticamente.

El esquema de selección de las personas para operador de cruce es difícil de ser elegida a priori.

Un número de parámetros se determinan empíricamente como el tamaño de la población.

2.3 Bibliografía:

- Afshar, A. M., Miguel A. (2012). "Multi-objective Coverage-based ACO Model for Quality Monitoring in Large Water Networks." Water Resources Management **26**(8): 2159-2176.
- Alcocer, V. H., A. González, F. Arreguín and A. Ramírez (2004). Aplicación De Un Modelo Sistémico De Uso Eficiente Del Agua En La Ciudad De Puebla, México. Seminario Internacional la Hidroinformática en la Gestión Integrada de los Recursos Hídricos. U. d. V. I. Cinara. Cali, Colombia, Universidad del Valle/Instituto Cinara: 283-290.
- Alcocer, Y., Victor H., V. G. Tzatchkov and C. Arreguin, Felipe (2012). "Modeling of Drinking Water Distribution Networks Using Stochastic Demand." Water Resources Management **26**(7): 1779-1792.
- Alcocer, Y., Victor Hugo;Tzatchkov, Velitchko (2007). Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de distribución de agua potable. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS). México, D.F., Comisión Nacional del Agua.
- Arnalich, S. (2007). EPANET y Cooperación: Introducción al cálculo de redes de agua por ordenador, Arnalich-Water and habitat.
- Arreguín, F. (1991). Uso Eficiente Del Agua. Ingeniería Hidráulica En México **VI**: 9-22.
- Arreguín, F. and V. H. Alcocer (2004). "Modelación Sistémica Del Uso Eficiente Del Agua." Ingeniería Hidráulica En México **XIX**(3): 83-105.
- Bagirov, A. M., A. F. Barton, H. Mala Jetmarova, A. Al Nuaimat, S. T. Ahmed, N. Sultanova and J. Yearwood (2013). "An algorithm for minimization of pumping costs in water distribution systems using a novel approach to pump scheduling." Mathematical and Computer Modelling **57**(3-4): 873-886.
- Behzadian, K., Z. Kapelan, D. Savic and A. Ardeshtir (2009). "Stochastic sampling design using a multi-objective genetic algorithm and adaptive neural networks." Environmental Modelling & Software **24**(4): 530-541.
- Bieupoude, P., Y. Azoumah and P. Neveu (2012). "Optimization of drinking water distribution networks: Computer-based methods and constructal design." Computers, Environment and Urban Systems **36**(5): 434-444.
- Boorman, D., R. Williams, M. Hutchins, E. Penning, S. Groot and J. Icke (2007). "A model selection protocol to support the use of models for water management." Hydrology & Earth System Sciences **11**(3): 634-646.
- Buzeti, C., A. Pansardi Casagrande and M. Augusto Baggio (2003). "Red de Distribución de Agua: Por qué debemos operarla." Agua Latinoamérica **3**(5): 12-17.
- CETA (2007). Informe Final: Programa de Mejoramiento de la Eficiencia de Distribución del Agua y de Detección de Fugas en el Sistema de Agua Potable de la Ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. San Luis Río Colorado, Sonora, Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.
- CILA, C. I. d. L. y. A. (1944). Tratado entre el Gobierno de los Estados Unidos Mexicanos y el Gobierno de los Estados Unidos de América de la Distribución de las Aguas Internacionales de los ríos Colorado, Tijuana y Bravo, desde Fort Quitman , Texas, hasta El Golfo De México. USA-MEX, CILA: 27.
- Coello, C., Carlos A. (1995). "Introducción a los Algoritmos Genéticos." Red científica. Ciencia, Tecnología y Pensamiento. Soluciones Avanzadas. Tecnologías de Información y Estrategias de Negocios **3**(17): 5-11.

Coello, C., Carlos A. (2010). *Fundamentals of Evolutionary Multi-Objective Optimization*. Centro de Investigación de Estudios Avanzados, Instituto Politécnico Nacional, Zacatenco, D.F., CINVESTAV-IPN.

Coello, C. A. C. (2006). "20 years of evolutionary multi-objective optimization: what has been done and what remains to be done." Computational Intelligence: Principles and Practice: 73-88.

Coello, C. A. C. (2010). "Fundamentals of Evolutionary Multi-Objective Optimization."

CONAGUA (2007). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable. México, D.F., Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Comisión Nacional del Agua.

CONAGUA (2008). Determinación de la Disponibilidad de Agua en el Acuífero 2601 Valle de San Luis Río Colorado, Estado de Sonora. México, Organismo de Cuenca Noroeste. Comisión Nacional del Agua.: 31.

CONAGUA (2013). Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento. C. y. C. d. A. d. I. C. Subdirección General Jurídica Coordinación General de Atención Institucional. Diario Oficial de la Federación, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Comisión Nacional del Agua.

CONAGUA, C. N. d. A. (2007). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable. México, D.F., Comisión Nacional del Agua.

CONAPO, C. N. D. P. (2011). La situación demográfica de México 2011. México, D. F., CONAPO, CONSEJO NACIONAL DE POBLACIÓN.

Constans, S., B. Brémond and P. Morel (2003). "Simulation and Control of Chlorine Levels in Water Distribution Networks." Journal of Water Resources Planning & Management **129**(2): 135.

Cui, L. K., G. (2005). "Optimizing water supply headworks operating rules under stochastic inputs: Assessment of genetic algorithm performance." WATER RESOURCES RESEARCH **41**(W05016): 1-9.

Chamba Rivera, P. E. (2009). Investigación de las técnicas de data mining y aplicación de la técnica de clustering para valorar la puntualidad de los empleados de la UTPL. Tesis de Grado para optar por el Título Profesional de Licenciado en Análisis de Sistemas Computación, Universidad Técnica Particular de Loja. La Universidad Católica de Loja.

Di Nardo, A., M. Di Natale, G. F. Santonastaso, V. Tzatchkov and V. H. A. Yamanaka (2014). "Divide and Conquer Partitioning Techniques for Smart Water Networks." Procedia Engineering **89**(0): 1176-1183.

Di Nardo, A., M. Di Natale, G. F. Santonastaso, V. G. Tzatchkov and V. H. Alcocer-Yamanaka (2014). "Water Network Sectorization Based on Graph Theory and Energy Performance Indices." Journal of Water Resources Planning & Management **140**(5): 620-629.

Díaz, A., José Luis (2010). Utilización de técnicas avanzadas en el tratamiento y manejo de datos. Aplicación a la gestión de sistemas de abastecimiento de agua. Tesis doctoral Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia.

Domínguez, D., M. (2004) "Programación de algoritmos genéticos." Todo Programación, 16-20.

EADIC - Escuela Técnica Especializada en Ingeniería, A. y. C. (2013, 02 de abril de 2012). "Curso de EPANET." EADIC Escuela Técnica Retrieved Noviembre 05 2013, from <http://eadic.com/blog/cursodeepanet/>.

Farmani, R., G. Walters and D. Savic (2006). "Evolutionary multi-objective optimization of the design and operation of water distribution network: total cost vs. reliability vs. water quality." Journal of Hydroinformatics **8**(3): 165-179.

Fleetwood, K. (2000). "An Introduction to Differential Evolution." Retrieved 03 Enero 2013, 2013, from <http://www.maths.uq.edu.au/MASCOS/Multi-Agent04/Fleetwood>.

Franchini, M. A., Stefano (2010). "Model for hydraulic networks with evenly distributed demands along pipes." Civil Engineering & Environmental Systems **27**(2): 133-153.

García, S., José Pedro;Maheut, Julien (2012). Apuntes del curso Modelos y Métodos de Investigación de Operaciones. Procedimientos para Pensar. (Modelado y Resolución de Problemas de Organización Industrial mediante Programación Matemática). Universidad Politécnica de Valencia, España, Departamento de Organización de Empresas. Universidad Politécnica de Valencia, España: 181.

Gestal, P., Marcos (2009). Apuntes: Introducción a los algoritmos genéticos. Universidad de Coruña, Universidad de Coruña: 16.

Giustolisi, O., D. Laucelli, L. Berardi and D. A. Savic (2012). "Computationally Efficient Modeling Method for Large Water Network Analysis." Journal of Hydraulic Engineering **138**(4): 313-326.

Haestad-Methods, T. M. Walski, D. V. Chase, D. A. Savic, W. Grayman, S. Beckwith and E. Koelle (2003). Advanced water distribution modeling and management. Waterbury, CT USA, Haestad Methods, Inc.

Haghighi, A., H. V. Samani and Z. V. Samani (2011). "GA-ILP Method for Optimization of Water Distribution Networks." Water Resources Management **25**(7): 1791-1808.

Hajebi, S., S. Temate, S. Barrett, A. Clarke and S. Clarke (2014). "Water Distribution Network Sectorisation Using Structural Graph Partitioning and Multi-objective Optimization." Procedia Engineering **89**(0): 1144-1151.

Haupt, R. L. H., Sue Ellen (2004). Practical Genetic Algorithms. United States of America, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.

Hidalgo, J. I., D. Atienza, S. Belmar, C. M. González, P. Virseda, J. Lanchares and F. Fernandez (2007). Un Algoritmo Genético Multi-Objetivo para la Optimización de Memoria Dinámica en Sistemas Empotrados. V Congreso Español sobre Metaheurísticas, Algoritmos Evolutivos y Bioinspirados (MAEB 2007). Tenerife, Spain, Spanish Ministry of Research. **2**: 323-330.

Hillier, F. S. and G. J. Lieberman (2010). Introducción A La Investigación De Operaciones México, D.F., McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V. .

Iglesias, R., Pedro L., S. Martínez, F. Javier Vicente, M. Fuertes, S. and G. Pérez, Rafael (2004). Algoritmo genético modificado para diseño de redes de abastecimiento de agua. IV SEREA-Seminário Hispano-Brasileiro sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água João Pessoa (Brasil). D. I. H. y. M. Ambiente. João Pessoa (Brasil), Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos – Universidad Politécnica de Valencia: 1-19.

IMTA (2007). Informe Final: Evaluación del programa de sectorización en la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. San Luis Río Colorado, Sonora, Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: 150.

IMTA (2007). Informe Final: Evaluación del programa de sectorización en la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. Proyecto HC-0852.3 San Luis Río Colorado, Sonora, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua: 150.

INEGI (2011). INEGI - Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. Página de Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, INEGI.

Izquierdo, J., R. Pérez and P. L. Iglesias (2004). "Mathematical models and methods in the water industry." Mathematical and Computer Modelling **39**(11–12): 1353-1374.

Jaimes Quintero, O. M. (2010). Elaboración Del Macromodelo De La Red De Abastecimiento De La Ciudad De Murcia. Aplicación Al Control En Tiempo Real. Tesina final de master Tesina final de master, Universidad Politécnica De Valencia.

Kurek, W. O., Avi (2013). "Multi-objective optimization of water quality, pumps operation, and storage sizing of water distribution systems." Journal of Environmental Management **115**(0): 189-197.

Larrañaga, P. (2004). "Algoritmos Genéticos." Retrieved 20 Febrero 2013, 2013, from <http://eddyalfaro.galeon.com/geneticos.html>.

Linares, P., A. Ramos, P. Sánchez, A. Sarabia and B. Vitoriano (2001). Modelos Matemáticos de optimización <http://www.gams.com/docs/contributed/index.htm>, Escuela Técnica Superior de Ingeniería, Universidad Pontificia. **1**: 303.

López Jiménez, P. A. L. P., Gonzalo; Martínez Solano, F. Javier; Pérez, Rafael (2004). El modelo de la red de distribución como herramienta de gestión y toma de decisiones: La importancia de la calibración del mismo.

Maass, J. M. (2007). "LA INVESTIGACIÓN DE PROCESOS ECOLÓGICOS Y EL MANEJO INTEGRADO DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS: UN ANÁLISIS DEL PROBLEMA DE ESCALA." Cuencas, Centro de Investigación de Ecosistemas de la UNAM: 384.

Mariano, R., Carlos E., Y. Alcocer, Víctor H. and E. F. Morales (2007). "Multi-objective optimization of water-using systems." European Journal of Operational Research **181**(3): 1691-1707.

Martinez, F., V. Hernández, J. M. Alonso, Z. Rao and S. Alvisi (2007). "Optimizing the operation of the Valencia water- distribution network." Journal of Hydroinformatics **9**(1): 65-78.

Mass, J. M. and H. Cotler (2007). El Protocolo Para El Manejo De Ecosistemas En Cuencas Hidrográficas. México D.F., Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales, Instituto Nacional de Ecología.

Méndez, M., J. A. Araya and L. D. Sanchez (2013). "Automated parameter optimization of a water distribution system." Journal of Hydroinformatics **15**(1): 71-84.

Ming-Yen, T., F. T. C. and W. W. G. (2005). "Optimization of Water Distribution and Water Quality by Hybrid Genetic Algorithm." Journal of Water Resources Planning and Management **131**(6): 431-440.

Moscato, P. C., Carlos (2010). A Modern Introduction to Memetic Algorithms. Handbook of Metaheuristics. M. Gendreau and J.-Y. Potvin, Springer US. **146**: 141-183.

Neema, M. N. O., A. (2010). "Multi-objective location modeling of urban parks and open spaces: Continuous optimization." Computers, Environment and Urban Systems **34**(5): 359-376.

Nemhauser, G. L. (1994). "The Age of Optimization: Solving Large-Scale Real-World Problems." Operations Research **42**(1): 5-13.

Niknam, T., M. r. Narimani, M. Jabbari and A. R. Malekpour (2011). "A modified shuffle frog leaping algorithm for multi-objective optimal power flow." Energy **36**(11): 6420-6432.

OOMAPAS-SLRC (2007). Informe Final: Programa de Mejoramiento de la Eficiencia de Distribución del Agua y de Detección de Fugas en el Sistema de Agua Potable de la Ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora., Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de San Luis Río Colorado, Sonora, (OOMAPAS SLRC): 90.

- P. Amparo López Jiménez, G. L. P., F. Javier Martínez Solano, Rafael Pérez (2004). "EL MODELO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN COMO HERRAMIENTA DE GESTIÓN Y TOMA DE DECISIONES: LA IMPORTANCIA DE LA CALIBRACIÓN DEL MISMO." (IV Congreso Ibérico de gestión y planificación del agua).
- Peñuela, M., César Augusto;Granada, Echeverri, Mauricio (2007). "Optimización Multiobjetivo Usando Un Algoritmo Genético Y Un Operador Elitista Basado En Un Ordenamiento No-Dominado (Nsga-ii)." Scientia et Technica. Universidad Tecnológica de Pereira. Año XIII(35): 1-6.
- Piña, R. M., P. M. E. Medina and M. L. E. Mora (2012). CIDEPA, Modelo de asignacion de demandas de agua de uso Urbano para EPANET V.2. XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. San José, Costa Rica, IAHR: 1-10.
- Raad, D. N., A. A. Sinske and J. H. Van Vuuren (2011). "Water distribution systems design optimisation using metaheuristics and hyperheuristics." Orion 27(1): 17-43.
- Reed, P. M., D. Hadka, J. D. Herman, J. R. Kasprzyk and J. B. Kollat (2013). "Evolutionary multiobjective optimization in water resources: The past, present, and future." Advances in Water Resources 51(0): 438-456.
- Rodríguez, V., José Manuel, Y. Alcocer, Víctor Hugo, O. Bourguett, Víctor and M. Cortez, Petronilo (2010). "Planificación de Sectores en redes de agua potable con el uso de un modelo de simulación hidráulica." Juio-Septiembre 2010. Retrieved Julio 25, 2015, 48, from http://www.revistatlaloc.org.mx/anteriores/edicion_48/art_02_edi48.htm.
- Rodríguez, V., K., M. Fuentes, O. A., M. Jiménez, M. R. and C. De Luna, F. (2006). Diseño Óptimo De Redes De Distribución De Agua Potable Utilizando Un Algoritmo Genético Multiobjetivo. VI SEREA - Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água, João Pessoa, Brasil. S. I. s. S. d. A. U. d. Água, Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água.
- Rossman, L. A. (2000). EPANET: User's manual (EPANET 2 Manual del Usuario). Cincinnati, OH, USA, Environmental Protection Agency, Cincinnati, USA.
- Schmid, R. (2002). "Review of modelling software for piped distribution networks " Skat Foundation, Gallen, Switzerland 3(Working Papers on Water supply and environmental sanitation): 18.
- Sen_Rep (1944). Tratado relativo al aprovechamiento de las aguas de los ríos colorado y Tijuana y del río Bravo (Grande) desde Fort Quitman, Texas hasta el Golfo de México. . Tomo IX (1943-1946). México, Senado de la República 161-186.
- Skolicki, Z., M. M. Wadda, M. H. Houck and T. Arciszewski (2006). "Reduction of Physical Threats to Water Distribution Systems." Journal of Water Resources Planning & Management 132(4): 211-217.
- Sol Uribe, A., J. A. Reyes López and J. Ramírez Hernández (2008). "Estudio Experimental para evaluar la calidad del agua residual infiltrada del proyecto recarga artificial en San Luis Río Colorado, Sonora." Ingeniería Hidráulica en México XXIII(1): 13.
- Sonora, C. d. E. d. (2012). Ley del Agua del Estado de Sonora. Hermosillo, Sonora, Boletín Oficial de Gobierno del Estado de Sonora. **249**.
- Stoll, S., H. J. H. Franssen, R. Barthel and W. Kinzelbach (2011). "What can we learn from long-term groundwater data to improve climate change impact studies?" Hydrology & Earth System Sciences 15(12): 3861-3875.
- Storn, R. P., Kenneth (1997). "Differential Evolution – A Simple and Efficient Heuristic for global Optimization over Continuous Spaces." Journal of Global Optimization 11(4): 341-359.

Suribabu, C. R. (2005). "Differential evolution algorithm for optimal design of water distribution networks." Journal Of Hydroinformatics **12**(1): 66-82.

Swank, W. T., Poole, G.C (1988). "Forest Hydrology and Ecology at Coweta." Ecological Studies **66**.

Todini, E. and S. Pilati (1988). A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. Computer applications in water supply: vol. 1---systems analysis and simulation, Research Studies Press Ltd.: 1-20.

Tolson, B. A., H. R. Maier, A. R. Simpson and B. J. Lence (2004). "Genetic Algorithms for Reliability-Based Optimization of Water Distribution Systems." Journal of Water Resources Planning & Management **130**(1): 63-72.

Toxky, L., G. (2012). La Sectorización En La Optimización Hidráulica De Redes De Distribución De Agua Potable.

Toxky, L. G. (2012). La Sectorización En La Optimización Hidráulica De Redes De Distribución De Agua Potable.

Trifunović, N., B. Maharjan and K. Vairavamoorthy (2013). "Spatial network generation tool for water distribution network design and performance analysis." Water Science & Technology: Water Supply **13**(1): 1-19.

Tzatchkov, V., Y. Alcocer, V.; and S. Buchberger Stochastic Demand Generated Unsteady Flow in Water Distribution Networks. Water Distribution Systems Analysis Symposium 2006: 1-12.

Tzatchkov, V. G. and V. H. Alcocer-Yamanaka (2011). "Implementación de algoritmos basados en la teoría de grafos en proyectos de sectorización de redes de agua potable." Tecnología y ciencias del agua **2**: 97-114.

Tzatchkov, V. G., Y. Alcocer, V.H. and V. Bourguett Ortiz (2006). Graph partitioning algorithms for water distribution network sectorization projects. Water Distribution Systems Analysis Symposium. Cincinnati, Ohio, USA, American Society of Civil Engineer. **7**: 1-15.

Vamvakeridou, L., L. S., G. A. Walters and D. A. Savic (2005). "Fuzzy Multiobjective Optimization of Water Distribution Networks." Journal of Water Resources Planning & Management **131**(6): 467-476.

Vasan, A. A. S., S. P. (2010). "Optimization of Water Distribution Network Design Using Differential Evolution." Journal Of Water Resources Planning & Management **136**(2).

Villalba, F. d. C., G. (2005). "Algoritmos de Optimización Combinatoria (AOC) aplicados al diseño de redes de distribución de agua potable." Revista de Ingeniería **22**(22): 118-125.

Vitousek, P. (1988). "Global environmental change: An introduction." Annual Review of Ecology and Systematics **23**: 1-14.

Weise, T. (2002). Global Optimization Algorithms – Theory and Application. I. Free Software Foundation. Free Software Foundation, Inc., Free Software Foundation, Inc.: 820.

White, G. (2009). Introduction to machine vibration. Online (Spanish version). . Azima DLI, DLI engineering Corp., Bainbrigde, Island, Wa., Azima DLI, DLI engineering Corp.,.

Capítulo 3

3.1 Introducción a los modelos de simulación

En toda población por pequeña que sea, depende del recurso hídrico para su subsistencia, y conforme crece la población demanda más agua para sus diferentes usos, alterando con ello el ciclo hidrológico local o regional dependiendo del caso. En ocasiones el daño causado al medio ambiente y a la calidad del agua de consumo se torna perjudicial para sus pobladores.

Para lograr la gestión adecuada se deberán aplicar diferentes herramientas y procesos. Uno de ellos es la modelación (Jaimes Quintero 2010), en donde se simula la realidad, utilizando una gran cantidad de información y datos, todos ellos relacionados entre sí, donde se obtienen resultados de acuerdo a diferentes situaciones de la red de distribución y gestión, para la toma de decisiones.

Los modelos de simulación hidráulicos de las redes de distribución, serán una herramienta importante para lograr parte de los objetivos de los OOAP y así contar con una representación aproximada y confiable de cómo está trabajando la red, y podrán realizar la toma de decisiones con una mayor confiabilidad o hacer inversiones en la medida de su capacidad financiera a partir de la simulación y la presentación de resultados (López Jiménez 2004, Franchini 2010, Méndez, Araya et al. 2013)-

3.2 Programas De Modelación, Simulación y Análisis De Redes De Agua Potable.

El modelado hidráulico simula el sistema de transporte y distribución de agua potable, el cual está conformado por dos partes, el programa computacional y la base de datos de información obtenida por un levantamiento catastral hidráulico y levantamiento topográfico de la infraestructura hidráulica, demandas de caudal y características operacionales inherentes del sistema de la ciudad o región a estudiar (OOMAPAS-SLRC 2007).

Los programas de modelación de un RDAP son soluciones a sistemas de algoritmos matemáticos, los cuales definen y resuelven ecuaciones hidráulicas y de transporte. Dependiendo del diseño del programa se puede presentar patrones de solución similares en los algoritmos de cálculo en los diferentes programas de simulación que hay en el mercado, además muchas empresas o instituciones, tienen su propio software para realizar la modelación. A continuación se mencionará algunos programas que existen en el mercado del agua para simulación y modelado (CONAGUA 2007).

Se enlistarán algunos modelos de análisis de SRDAP utilizados en la actualidad, los cuales son parte integral para el desarrollo de los sistemas hidráulicos. En la Tabla 3.1 se muestra el listado en orden alfabético.

Tabla 3.1 Programas de simulación hidráulica y calidad del agua aplicada a redes de distribución de agua de sitios electrónicos en donde se puede tener mayor información.

| Programa | Función | Desarrollado por | Página web |
|-------------------------|--|---|--|
| AquaNET | Simulación y modelación para sistemas de tuberías a presión | Finite Technologies Incorporated, USA | www.finite-tech.com |
| Branch/Loop | Modelo y Diseño al menor costo y cálculo de tuberías secundarias y circuitos de redes de distribución de agua | University of North Carolina, USA | www.emcentre.com |
| Cross (WATERPAC) | Cálculo hidráulico para suministro de agua en tuberías | Rehm Software GmbH., Alemania | www.rehm.de |
| EPANET | Simulación hidráulica en periodo extendido y comportamiento de la calidad del agua en sistemas de redes a presión | Water Supply and Water Resource Division, U.S.A. EPA. | www.epa.gov/ORD/NRMRL/wswrd |
| Eraclito | Simulación y verificación de fluidos a presión en sistemas de distribución con flujo permanente | Proteo S.r.l., Italia | www.proteo.it |
| GESTAR | Modelo para el análisis de redes de agua potable | Universidad de Zaragoza, España | www.acquanalys t.com |
| H2Onet | Análisis, diseño y optimización de software de distribución de agua basado en información SIG | Innovyze, USA | www.innovyze.com |
| Halcrow | Conjunto e integrado de soluciones para la optimización de la planificación y el diseño, operación y control, y la planificación del mantenimiento de los sistemas de distribución de agua potable y así como para la optimización del funcionamiento estaciones de bombeo individuales. | CH2M HILL and Halcrow, USA | www.halcrow.com/encoms |
| Helix Delta-Q | Diseño y optimización de redes de tuberías para fluidos | Helix Technologies Pty Ltd, Australia | www.helixtech.com.au |
| HydrauliCAD | Diseño del sistema de agua y la modelización análisis hidráulico dentro de AutoCAD utilizando el motor de los modelos de simulación estándar de la industria Epanet | HydrauliCAD Software, Canada-USA | http://hydraulicad.com/ |
| InfoWorks WS | Integra asesoría y planeación de negocios en el ámbito de suministro de agua y modelación de redes de distribución | MW Soft. Inc., USA | www.innovyze.com/products/info works_cs/ |

Fuente: Elaboración propia a partir de la información de las páginas web, Manual de Agua Potable de CONAGUA y de Skat_foundation (Schmid 2002, CONAGUA 2007).

Tabla 3.1 (continuación) Programas de simulación hidráulica y calidad del agua aplicada a redes de distribución de agua de sitios electrónicos en donde se puede tener mayor información.

| Programa | Función | Desarrollado por | Página web |
|----------------------------|--|--|--|
| KYPIPE | Modela sistemas de distribución de fluidos, sistemas de alcantarillado de baja presión y más, calculando los flujos y la presión del fluido, y analiza la interacción de componentes | Universidad de Kentucky, USA | http://kypipe.com/ |
| Mike Net | EPANET avanzado basado en programas de modelación de sistemas de distribución de agua | BOSS International, Inc., USA | BOSS International, Inc |
| OptiDesigner | Diseño óptimo de sistemas de distribución (basado en EPANET) | Elad Salomons, Israel | www.optiwater.com |
| Piccolo | Modelación de redes a presión (hidráulica y calidad del agua) | Allied Power (Beijing) Technology LTD, Hong Kong | www.alliedpower.com |
| SynerGEE Water | Simula, modela, planea y analizar las redes de conductos de agua potable, y revisa la calidad del agua. | Germanischer Lloyd SE, Alemania | www.germanlloyd.org |
| Pipe2000 | Modelación hidráulica para sistemas de tuberías simples o complejos | Universidad de Kentucky, USA | http://kypipe.com/ |
| SCADRED | Sistema de cómputo para el análisis y diseño de redes de agua potable | Instituto Mexicano de Tecnología del agua (IMTA) | velitchk@tlaloc.imta.mx |
| Stanet | Simulación y análisis de redes de distribución | Ingenieurbüro Fischer-Uhrig, Alemania | www.stafu.de |
| Wadiso S.A. | Analiza y diseña sistemas óptimos de distribución de agua potable | GLS engineering Software Pty. Ltd., South Africa | www.gls.co.za |
| WATERCAD/ WATERGEMS | Análisis completo de una red de distribución de agua y herramientas de diseño | Software Bentley Systems, Inc., USA | www.bentley.com/en-US/Products/WaterCAD |

Fuente: Elaboración propia a partir de la información de las páginas web, Manual de Agua Potable de CONAGUA y de Skat_foundation (Schmid 2002, CONAGUA 2007).

3.3 El programa de simulación EPANET

Para minimizar la inversión en tecnologías de simulación computacional en SDRAP, La Agencia de Protección del Medio Ambiente de los Estados Unidos (EPA por sus siglas en inglés) ha desarrollado una herramienta tecnológica para tratar de resolver los problemas del medio ambiente a nivel mundial, a través del Laboratorio de Investigación Nacional de Dirección del Riesgo, en donde uno de sus objetivos es:

“Obtener métodos para la prevención y el control de la contaminación en el aire, en la tierra, en el agua, y en los recursos subacuáticos; proteger la calidad del agua en sistemas públicos de agua, remediar los lugares contaminados así como el agua subterránea; y evitar y controlar la contaminación atmosférica en recintos interiores” (Rossman 2000).

Basados en este principio, elaboró un programa de simulación hidráulica y lo pone a manos de cualquier organismo operador para su utilización de forma gratuita. El diseño de programa llamado EPANET recayó en L. Rossman, quién utilizó los algoritmos de cálculo más avanzados con una interfaz gráfica potente y amigable, y dejó abierta la posibilidad de integrar módulos de cálculo de otras aplicaciones. EPA financió el diseño para su distribución gratuita a nivel mundial (Rossman 2000).

Cualquier documento acerca del programa, diseño, instalación y nuevos módulos de cálculo, puede ser bajado libremente de la página oficial de la EPA, en los Estados Unidos, <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html>, o de España en la siguiente dirección <http://www.instagua.upv.es/epanet/>.

EPANET se define como un programa libre diseñado por la Agencia de Protección Ambiental (EPA por sus siglas en inglés), para la simulación de RDAP, para calibración de modelos, análisis de cloro residual, valoraciones de riesgo, evaluación de diferentes estrategias de gestión, diseño de programas de muestreo y una multitud de aplicaciones en el análisis de sistemas distribución (Rossman 2000).

El programa permite realizar análisis hidráulicos de redes de tuberías a partir de las características físicas de las mismas y dinámicas de los nudos (consumos), para obtener la presión y los caudales en nodos y tuberías respectivamente. Adicionalmente, permite el análisis de calidad de agua a través del cual es posible determinar el tiempo de viaje del fluido desde las fuentes (depósitos y embalses), hasta los nodos del sistema (Rossman 2000).

Una de tantas ventajas es que no tiene límite en el tamaño de la red que se desea analizar y modela diferentes tipos de válvulas, bombas funcionando y calcula pérdidas por fricción mediante las expresiones Hazen-Williams, Darcy-Weisbach o Chezy-Manning, da seguimiento a las sustancias no reactivas en la red, y modela tiempo del agua en la red, reacciones en el seno del fluido y la pared, por mencionar algunas (Rossman 2000, Skolicki, Wadda et al. 2006).

El programa ha sido utilizado como herramienta auxiliar para otros programas de simulación de RDAP y cálculo de las fugas (Skolicki, Wadda et al. 2006), sectorización (Toxky 2012), diseño de redes (Martinez, Hernández et al. 2007, Giustolisi, Laucelli et al. 2012), cálculo de niveles de cloro (Constans, Brémond et al. 2003), costos de bombeo y costos de diámetro de tuberías (Franchini 2010, Bagirov, Barton et al. 2013, Kurek 2013, Trifunović, Maharjan et al. 2013) por mencionar algunos. El programa de EPANET es el utilizado para este estudio de tesis de la RDAP de San Luis Río Colorado.

3.3.1 Características del modelo hidráulico

El programa de simulación hidráulica es muy versátil ya que se pueden conocer presiones, caudales, tiempos de retención del agua, costos de energía, etc., y todo dependerá de la calidad y de la cantidad de datos que se introduzcan para su cálculo. El programa resuelve una cantidad de ecuaciones de energía, continuidad, transporte, por mencionar algunas, y así obtener presiones, caudales, comportamiento del equipo de bombeo, el nivel de los depósitos, el transporte de contaminantes y las reacciones químicas en el seno de las tuberías y depósitos (Rossman 2000, Izquierdo, Pérez et al. 2004, Jaimes Quintero 2010).

Para hacer el modelo hidráulico, es necesario que el OOMAPAS, facilite la información hidráulica (OOMAPAS-SLRC 2007), los planos de la red de distribución, lo más precisos y completos que tenga, ya que el EPANET es un motor de análisis hidráulico actual. Algunas de las características

que incorpora, es que no existe límite para el tamaño de la red que se desea analizar, calcula pérdidas por fricción, modela bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como a velocidades de giro variable, calcula la energía consumida y el costo de bombeo de las estaciones, modela consumos dependientes de la presión que salen al exterior (Rossman 2000).

3.3.2 Características del modelo de calidad del agua

Una vez que se tenga el modelo hidráulico, se estará en posibilidades de calcular la modelización de la calidad del agua (que no se realiza en este estudio). Si la información hidráulica no es correcta o tiene errores, se verá retrasado este paso del modelado, por lo que se debe tener mucho cuidado en la introducción de los datos. Algunas de las capacidades de la modelación de la calidad del agua que el programa puede realizar es el seguimiento en el tiempo de sustancias no reactivas que se encuentran en la red, modela el comportamiento de un material reactivo tanto si aumenta su concentración como si se disipa a lo largo del tiempo, modela reacciones en el seno del fluido y en la capa de la pared de la tubería, permite que los coeficiente de las reacciones de pared sean correlativos con la rugosidad de la tubería, con la modelación de estas características PSE puede calcular la edad del agua a lo largo del sistema, la disminución del cloro residual, por mencionar algunos de los cálculos (Rossman 2000, EADIC - Escuela Técnica Especializada en Ingeniería 2013).

3.3.3 Algoritmos del análisis

El Programa de Simulación EPANET (PSE) resuelve las ecuaciones de continuidad y de pérdidas de energía presentes en un modelo hidráulico de una red de abastecimiento, con el método de aproximación híbrida nudo-malla desarrollado por Todini y Pilati (1987) llamado el "Método del Gradiente". Se han realizado nuevas aproximaciones similares con leves diferencias entre ellos (como el Método híbrido, nudomalla de Newton), pero la aproximación que utiliza PSE, es la más simple de ellas descrita por Todini (Rossman 2000).

La descripción del método es la siguiente: si se tiene un sistema de líneas que representan tuberías con **N** conexiones entre ellas o nudos de conexión y con nudos fijos **NF** que pueden representar tanque y depósitos. Se puede expresar la relación pérdidas-caudal en la tubería entre los nudos *i* y *j* de la siguiente forma:

$$H_i - H_j = h_{ij} = rQ_{ij}^n + mQ_{ij}^2 \quad \text{Ec.1}$$

En donde:

H = altura en nudo,

h = pérdidas,

r = coeficiente de resistencia,

Q = caudal,

n = exponente del caudal, y

m = coeficiente de pérdidas menores.

Para calcular las pérdidas de energía el valor del coeficiente de pérdidas dependerá de la fórmula utilizada (ver abajo). Para las bombas, en las cuales se gana energía, es decir se cuenta con pérdidas negativas, estas ganancias pueden representarse con la siguiente ley:

$$h_{ij} = -\omega^2(h_0 - r[Q_{ij}/\omega]^n)$$

donde:

h_0 = altura de corte para la bomba,

ω = velocidad relativa,

r y n son los coeficientes de la curva característica.

El conjunto ecuaciones con las cuales se satisfacen las ecuaciones de continuidad para todos los nudos en el modelo se definen como:

$$\sum_j Q_{ij} - D_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, N \quad \text{Ec.2}$$

Donde:

D_i = demanda de caudal en el nudo i y por convenio, el caudal entrante en un nudo es positivo.

Para un conjunto de alturas conocidas en los nudos fijos, se busca una solución para todas las alturas H_i y caudales Q_{ij} que satisfagan las ecuaciones (Ec.1) y (Ec.2).

Las ecuaciones del método del gradiente se resuelven utilizando un número de iteraciones, comenzando con un valor inicial estimado de caudales en cada tubería, las cuales no tienen que satisfacer las ecuaciones de continuidad. A lo largo del método, en cada iteración se encontrarán nuevas alturas en los nudos mediante la resolución de la ecuación matricial:

$$\mathbf{AH} = \mathbf{F} \quad \text{Ec.3}$$

donde:

\mathbf{A} = matriz Jacobiana (NxN),

\mathbf{H} = vector de las alturas incógnita en los nudos (Nx1), y

\mathbf{F} = vector de los términos del lado derecho de la igualdad (Nx1).

En la matriz Jacobiana, los elementos de la diagonal principal son:

$$A_{ii} = \sum_j P_{ij}$$

Mientras que los términos fueran de la diagonal, no negativos, son:

$$A_{ii} = -P_{ij}$$

Donde P_{ij} es la inversa de la derivada parcial con respecto del caudal de las en la línea entre los nudos i y j . Mientras que para las tuberías,

$$P_{ij} = \frac{1}{nr|Q_{ij}|^{n-1} + 2m|Q_{ij}|}$$

y para las bombas,

$$P_{ij} = \frac{1}{n\omega^2r\left(\frac{Q_{ij}}{\omega}\right)^{n-1}}$$

Cada término del lado derecho de la igualdad consiste en el desequilibrio del caudal neto en el nudo más un factor de corrección de caudal:

$$F_i = \left[\sum_j Q_{ij} - D_i \right] + \sum_j y_{ij} + \sum_f P_{ij}H_f$$

Donde los últimos términos los aplicamos a cualquier línea que une un nudo i a un nudo fijo y el factor de corrección de caudal y_{ij} es:

$$y_{ij} = P_{ij} \left(r|Q_{ij}|^n + m|Q_{ij}|^2 \right) \text{sgn}(Q_{ij})$$

y para tuberías:

$$y_{ij} = -P_{ij}\omega^2 \left(h_0 - r \left(\frac{Q_{ij}}{\omega} \right)^n \right)$$

y para bombas, donde el $\text{sgn}(x)$ es 1 si $x > 0$ y -1 en caso contrario. (Q_{ij} siempre es positivo para las bombas.)

Después de que las nuevas alturas son calculadas resolviendo la ecuación Ec.3, los nuevos caudales se encuentran con:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - \left(y_{ij} - P_{ij}(H_i - H_j) \right) \quad \text{Ec.4}$$

Las tolerancias (ej. 0.001) para las diferencias entre la suma de los caudales absolutos y el caudal total en todas las tuberías, deben de estar definidas, así, si la diferencia es mayor a la tolerancia definida se deben resolver una vez más las ecuaciones Ec.3 y Ec.4. La Ec.4 de

actualización de caudal siempre cumple con la continuidad alrededor de cada nudo después de la primera iteración.

3.4 Análisis de periodo extendido.

El PSE cuenta con la opción de hacer el sistema hidráulico más realista mediante un *Análisis de Periodo Extendido*. En el programa se ingresa una Curva de Modulación (Time Pattern), en la cual se define una demanda en los nudos que varía de forma periódica a lo largo de un periodo de tiempo definido, por lo general un día o períodos de 6 horas, puede comprender varios intervalos a lo largo de día, es decir cambios cada cierto número de horas.

Es importante mencionar que los modelos no inerciales como el desarrollado en PSE asumen condiciones de cuasi-equilibrio, esto quiere decir que no hay cambios bruscos en la red. Esto para el caso de modelos muy grandes, es cierto en gran medida, ya que a esa escala muchos kilómetros de tubería tienen mucha resistencia al cambio y los usuarios no se comportan abriendo o cerrando grifos al mismo tiempo. A pesar de ello, se dejan de considerar algunos fenómenos reales y rápidos como el cierre de una válvula, cuando deja de funcionar una bomba y el fenómeno transitorio que se produce.

Esta clase de fenómenos no los puede calcular PSE, pues ocurren de manera rápida y el programa asume condiciones de cuasi equilibrio. El programa no puede calcular golpes de ariete, ni simular reventones de tubería, ni evaluar la presencia de aire en la red.

El PSE, lo que muestra no es un modelo a escala precisamente, sino una representación matemática de las relaciones entre los componentes. Su utilidad práctica reside en que permite hacer pruebas de “qué pasaría si...” sin importantes inversiones de tiempo y dinero.

El programa modela estos componentes, tanto físicos como no físicos, que configuran el modelo del sistema de distribución de agua en estudio, y sus parámetros operacionales. Ofrece también una visión general de los métodos de cálculo que emplea para simular el comportamiento hidráulico de la red y la evolución de la calidad de agua en la misma (este análisis no se simulará para el modelo de estudio).

Al introducir las nuevas dimensiones en el dialogo Dimensiones del Área de Dibujo, o al pulsar el botón de ajuste automático para que PSE calcule las coordenadas, las dimensiones del esquema quedan registradas para la utilización en cálculos posteriores en la red.

El modelo de la red distribución de agua potable de San Luis Río Colorado (SLRC), se hace adimensional, y no guarda ninguna escala, se puede seleccionar la opción de Ninguna, en la ventana de Dimensiones del Área de Dibujo y después se podrán dar distancias establecidas previamente.

Otra de las opciones que nos da PSE, es cargar un mapa de fondo, con esta opción se puede mostrar un mapa superpuesto detrás del esquema de la red, el dibujo de fondo puede contener un mapa de calles o de otros servicios públicos. Para esta modelación de la RDAP de SLRC, no se hará uso de esta opción.

3.5 Opciones de cálculo y elementos en EPANET

Definidos y registrados adecuadamente los datos de entrada de la red, entonces se puede analizar su comportamiento hidráulico. PSE ofrece cinco opciones para controlar el modo en que se realizar los cálculos, Hidráulicas, Calidad, Reacciones, Tiempos y Energía.

Los cálculos Hidráulicos son los que realmente nos interesan en este estudio, por lo tanto al realizar la simulación y cálculos, utilizaremos las Opciones Hidráulicas del PSE. Hay que resaltar que para el caso de este programa las incógnitas corresponden a caudales en las líneas y a las presiones en los nudos. Ver Tabla 3.2

Los objetos que se presentan en una red, con los cuales se dibuja y se desarrollan todas las relaciones para el funcionamiento de la red son seis. Ver Tabla 3.3.

Tabla 3.2 Opciones Análisis-Hidráulica que controlan la manera de hacer de cálculo del Programa EPANET

| Opciones | Descripción |
|-------------------------------------|---|
| <i>Unidades de Caudal</i> | Son las unidades en las cuales serán expresados los caudales en los nodos y los caudales de paso por las líneas. Si se escogen litros o metros cúbicos, entonces las restantes magnitudes serán expresadas en unidades métricas. |
| <i>Fórmula de Pérdidas</i> | Para calcular las pérdidas de carga en función del caudal de paso por la tubería hay tres opciones, Hazen-Williams , Darcy-Weisbach y Chezy-Manning . Cada formula contempla la rugosidad de las tuberías de forma diferente. Para este análisis se utilizará la ecuación de Darcy-Weisbach. |
| <i>Peso Específico Relativo</i> | Razón entre la densidad del fluido que circula por la red y la del agua a 4º C. |
| <i>Viscosidad Relativa</i> | Razón entre la viscosidad cinemática del fluido y la del agua 20ºC. |
| <i>Máximo Iteraciones</i> | Número máximo de iteraciones permitido para resolver las ecuaciones no lineales que gobiernan el sistema hidráulico, en cualquier instante de la simulación. |
| <i>Precisión</i> | Criterio de convergencia utilizado para saber que se ha encontrado una solución para el conjunto de ecuaciones no lineales que gobiernan el sistema. Las iteraciones terminan cuando la suma de todos los caudales cambiantes dividido por la suma de todos los caudales de conexión es menor que éste número. Un valor recomendado es 0.001. |
| <i>Caso de No Equilibrio</i> | Acción a aplicar si no se encuentra una solución en el número máximo de iteraciones permitido. |
| <i>Curva Modulación por Defecto</i> | Identificativo ID de la curva de modulación aplicable a las demandas, en aquellos nudos en que esta no se haya especificado. |
| <i>Factor de Demanda</i> | Factor global aplicable a todas las demandas en los nudos, con el fin de aumentar o disminuir el consumo total de la red. |
| <i>Exponente de los Emisores</i> | Exponente al cual se elevara la presión, para calcular el caudal saliente por emisores. |
| <i>Informe de Estado</i> | Especifica el volumen de información a incluir en el informe emitido tras finalizar una simulación. Según la opción deseada por el usuario se puede obtener un informe sencillo o un informe completo, que es básicamente igual que el sencillo, pero con la diferencia que en este se agregan los errores. |

Fuente: Elaboración propia a partir del Tutorial del programa EPANET 2.0

Tabla 3.3 Tipos fundamentales de objetos que se presentan en una red, dibujo y desarrollo de todas las relaciones para el funcionamiento de la red.

| Objeto | Descripción |
|---|---|
| Nodo | Punto con una elevación determinada por donde sale o entra agua al sistema. La salida se representan asignándole una demanda o consumo al nodo, y la entrada se tiene al asignar una demanda negativa. Los datos del objeto son cota y demanda de agua. |
| Embalse | Este elemento puede actuar como fuente o como sumidero de agua. Su principal características es que su volumen no varía por las entradas o salidas de agua, es decir, que su tamaño es suficientemente grande en comparación con el sistema. El parámetro que se le asigna es la altura total. |
| Depósito | Es un elemento con límite en su capacidad de almacenar agua. Los parámetros que se le asignan con la elevación, nivel inicial, mínimo y máximo nivel del agua y el diámetro como magnitud representativa de sus dimensiones. |
| Tubería | Es un objeto lineal que conecta elementos puntuales en el sistema. Epanet asume que siempre están llenas. Entre sus propiedades tenemos que se pueden abrir o cerrar o limitar el flujo a un solo sentido sin necesidad de incluir válvulas al modelo. Sus datos son caudal, diámetro, longitud, coeficiente de rugosidad. |
| Bombas | Elementos que impulsan el agua; en Epanet son objetos con los cuales se pueden simular comportamientos de equipos de bombeo no muy complejos. Sus datos son nodo de aspiración, impulsión y curva característica. |
| Válvulas | Los tipos de válvulas son: reductora de presión, sostenedora de presión, de rotura de carga, controladora de caudal, reguladora por estrangulación y la genérica o de propósito general cuyo comportamiento programa el usuario. Para estos elementos se obtienen datos como en las tuberías, Caudales, Velocidades, Pérdidas, Factor de fricción y Calidad del agua; y en los nudos se obtiene altura, presión y calidad del agua. |
| <p>Las unidades utilizadas en el presente proyecto, vienen definidas por las unidades de caudal y por la ley de pérdidas utilizada y son de Litros por segundo (LPS) para caudal, y para el cálculo de las pérdidas se trabajó con la fórmula de Darcy-Weisbach. Caudal: Litros por segundo (LPS); Longitud de tuberías: metros (m); Diámetro de tuberías: milímetros (mm); Elevación: metros (m) y Rugosidad: Adimensional.</p> | |

Fuente: Elaboración propia a partir del Tutorial del programa EPANET 2.0

3.4 Bibliografía:

- Bagirov, A. M., Barton, A. F., Mala Jetmarova, H., Al Nuaimat, A., Ahmed, S. T., Sultanova, N., & Yearwood, J. (2013). An algorithm for minimization of pumping costs in water distribution systems using a novel approach to pump scheduling. *Mathematical and Computer Modelling*, 57(3–4), 873-886. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.mcm.2012.09.015>
- CONAGUA. (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable* (S. d. M. A. y. R. Naturales Ed. 2007 ed.). México, D.F.: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Comisión Nacional del Agua.
- Constans, S., Brémond, B., & Morel, P. (2003). Simulation and Control of Chlorine Levels in Water Distribution Networks. *Journal of Water Resources Planning & Management*, 129(2), 135.
- EADIC - Escuela Técnica Especializada en Ingeniería, A. y. C. (2013, 02 de abril de 2012). Curso de EPANET. *EADIC Escuela Técnica*. Retrieved Noviembre 05 2013, from <http://eadic.com/blog/cursodeepanet/>
- Franchini, M. A., Stefano. (2010). Model for hydraulic networks with evenly distributed demands along pipes. *Civil Engineering & Environmental Systems*, 27(2), 133-153. doi: 10.1080/10286600902781658
- Giustolisi, O., Laucelli, D., Berardi, L., & Savic, D. A. (2012). Computationally Efficient Modeling Method for Large Water Network Analysis. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(4), 313-326. doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000517
- Izquierdo, J., Pérez, R., & Iglesias, P. L. (2004). Mathematical models and methods in the water industry. *Mathematical and Computer Modelling*, 39(11–12), 1353-1374. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.mcm.2004.06.012>
- Jaimes Quintero, O. M. (2010). *Elaboración Del Macromodelo De La Red De Abastecimiento De La Ciudad De Murcia. Aplicación Al Control En Tiempo Real.* (Tesina final de master Tesina final de master), Universidad Politécnica De Valencia, España. Retrieved from http://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/11318/MEMORIA_TFM_MURCIA.pdf?sequence=1
- Kurek, W. O., Avi. (2013). Multi-objective optimization of water quality, pumps operation, and storage sizing of water distribution systems. *Journal of Environmental Management*, 115(0), 189-197. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2012.11.030>
- López Jiménez, P. A. L. P., Gonzalo; Martínez Solano, F. Javier; Pérez, Rafael (2004). *El modelo de la red de distribución como herramienta de gestión y toma de decisiones: La importancia de la calibración del mismo.* Ponencia retrieved from congreso.us.es/ciberico/archivos_word/142b.doc
- Martinez, F., Hernández, V., Alonso, J. M., Rao, Z., & Alvisi, S. (2007). Optimizing the operation of the Valencia water- distribution network. *Journal Of Hydroinformatics*, 9(1), 65-78.
- Méndez, M., Araya, J. A., & Sanchez, L. D. (2013). Automated parameter optimization of a water distribution system. *Journal Of Hydroinformatics*, 15(1), 71-84. doi: 10.2166/hydro.2012.028
- OOMAPAS-SLRC. (2007). Informe Final: Programa de Mejoramiento de la Eficiencia de Distribución del Agua y de Detección de Fugas en el Sistema de Agua Potable de la Ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. (Única ed., pp. 90): Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de San Luis Río Colorado, Sonora, (OOMAPAS SLRC).
- Rossman, L. A. (2000). *EPANET: User's manual (EPANET 2 Manual del Usuario)* (U. P. d. V. Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos, Trans. U. S. E. P. A. W. S. a. W. R. D. N. R. M. R. Laboratory Ed.). Cincinnati, OH, USA: Environmental Protection Agency, Cincinnati, USA.

Schmid, R. (2002). Review of modelling software for piped distribution networks *Skat Foundation, Gallen, Switzerland*, 3(Working Papers on Water supply and environmental sanitation), 18.

Skolicki, Z., Wadda, M. M., Houck, M. H., & Arciszewski, T. (2006). Reduction of Physical Threats to Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning & Management*, 132(4), 211-217. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9496(2006)132:4(211)

Toxky, L., G. (2012). *La Sectorización En La Optimización Hidráulica De Redes De Distribución De Agua Potable*. Retrieved from <http://www.repositoriodigital.ipn.mx/handle/123456789/7178> (Tesis Maestría. Instituto Politécnico Nacional. México D. F. Junio De 2012.)

Trifunović, N., Maharjan, B., & Vairavamoorthy, K. (2013). Spatial network generation tool for water distribution network design and performance analysis. *Water Science & Technology: Water Supply*, 13(1), 1-19. doi: 10.2166/ws.2013.008

CAPÍTULO 4 METODOLOGÍA

4.1. Disponibilidad de Agua en la Región.

El valle de San Luis Río Colorado (SLRC) se encuentra estrechamente relacionado con el valle de Mexicali y pertenece a la región de la cuenca baja del río Colorado. La principal fuente de abastecimiento de agua en la región es el río Colorado, cuyas aportaciones de aguas superficiales que recibe México están reguladas por el Tratado Internacional de Límites y Aguas de 1944, mediante el cual se estableció la entrega anual de un volumen garantizado de 1,850.234 Mm³/año, que se encuentra concesionado en su totalidad al Distrito de Riego de No. 014, Río Colorado (CILA 1944).

Con relación a la disponibilidad de las aguas subterráneas en las zonas acuíferas de los valles de Mexicali y SLRC, se ha estimado que la recarga total del acuífero somero es del orden de 700 Mm³/año, cifra que requiere ser verificada y actualizada, ya que actualmente existen concesiones por aproximadamente 900 Mm³/año entre los pozos federales y particulares, correspondiendo al acuífero de la Mesa Arenosa de SLRC un volumen de 197.4 Mm³/año (CONAGUA 2008).

El crecimiento de las ciudades tanto en extensión como en su población, trae consigo cambios en la infraestructura de hidráulica de cualquier ciudad y por ende, los organismos operadores deben de responder a estas nuevas necesidades de forma planeada y ordenada.

Es un hecho que al incrementar la población, está trae consigo el aumento en la demanda de los servicios públicos. Por lo que los diseños de proyectos hidráulicos se deben hacer tomando en cuenta esta variable, pero cuando se rebasa la proyección original, es fundamental una nueva inversión que busque satisfacer la demanda y hacer más eficiente el consumo de agua. Pero también es un hecho que estos cambios operativos y técnicos se realizan bajo la premura de dar una solución temporal, dando lugar a un crecimiento desorganizado de las redes de agua potable.

Por lo tanto, la infraestructura diseñada originalmente se verá afectada al no operar eficientemente, ocasionando problemas como falta de presión, escasez de agua en algunas zonas de la ciudad. Estos cambios operativos sin planeación provocarán un mal servicio en la entrega del suministro y el aumento de quejas por parte de los usuarios, entre otros.

La mayoría de las ciudades del país son alimentadas por múltiples fuentes de agua interconectadas entre sí. Las ciudades no fueron construidas, ni diseñadas con un estricto apego a normas de urbanización y planificación, sino que respondían a demandas de la población y crecimiento continuo. Esto ha dado como resultado que sus redes de distribución de agua potable (RDAP) sean grandes y abastecidas por varias fuentes interconectadas por medio de la propia red. Condiciones difíciles para controlar el agua demandada por la población, hacer una buena gestión de la calidad de agua y realizar un plan eficiente de reparación de fugas en la red (Tzatchkov, Alcocer et al. 2006, Di Nardo, Di Natale et al. 2014, Di Nardo, Di Natale et al. 2014).

La RDAP de la ciudad de SLRC presentaba los problemas antes mencionados, sus 18 pozos estaban completamente interconectados por la red de distribución. Algunas bombas de los pozos estaban equipados con motores de velocidad variable (permiten la variación de la demanda de agua y evitan que la bomba trabaje cuando la demanda es muy baja). Se desconocía el área de influencia de cada pozo y se sospechaba que algunas bombas de los pozos eran detenidas con frecuencia por las altas cargas hidráulicas en otros pozos. En estas condiciones es difícil controlar del agua entregada y consumida, por lo que el Organismo Operador.

Aunado a lo anterior, en la última década la demanda de servicios, aumentado considerablemente. El organismo operador para hacer frente a este incremento, puso en marcha tres nuevos pozos, dos en el parque industrial de la ciudad y uno en el parque solidaridad.

4.2 Diagnóstico

El diagnóstico de la RDAP permite conocer y dimensionar la magnitud de los problemas que hay en la red, al identificar las zonas que dificultan el funcionamiento adecuado de la misma. Para hacerlo, se hace una evaluación del escenario actual contra escenarios ideales para conocer sus principales problemáticas y las posibles soluciones.

Para el diagnóstico de la red, el Organismo Operador contrató a la compañía Consultores en Ecosistemas y Tecnología Ambiental, S.C. (CETA) y al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) con el Contrato No. 71413604 IDP 178-02/05. El contrato establecía realizar el catastro de la red, buscar propuestas de optimización y mejor administración de la misma al incrementar la eficiencia del sistema. De acuerdo a los trabajos realizados se propuso que la red de distribución de agua potable de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora se dividiera en 10 sectores hidrométricos, enlistando las acciones que se requerían para hacer la propuesta de sectorización y el aislamiento de los sectores. En esta propuesta de esta sectorización se tomaron en cuenta todas las tuberías de 3" en adelante (OOMAPAS-SLRC 2007).

Los modelos hidráulicos de redes de agua como el InfoWorks, MikeNet, EPANET, WaterCAD, SARA, SCADRED y otros, pueden facilitar análisis para las posibles alternativas de sectorización (Tzatchkov, Alcocer et al. 2006). CETA e IMTA utilizaron el programa SCADRED para obtener la distribución de gastos áreas de influencia de los pozos y presiones en la red de la ciudad.

Con las áreas de influencia, se revisan si cumplen con las presiones máximas y mínimas recomendadas por la norma de CONAGUA (Alcocer 2007) para cada sector. En redes muy grandes es necesario:

- Obtener todas las divisiones que sean posibles con su propia fuente o fuentes y no tener ninguna conexión hidráulica con otro sector (para el caso de la ciudad de San Luis Río Colorado, se propuso un sectorización con diez sectores) (OOMAPAS-SLRC 2007).
- Obtener la demanda de cada nodo del sector.
- No dejar ninguna parte del sector de la red sin puntos de suministro.
- Definir el área de influencia de cada fuente sobre el consumo de cada nodo.

El estudio arrojó la primera tentativa de división de la red en diferentes distritos hidrométricos llamada sectorización, a través de colocación de válvulas, cierres de tuberías existentes y reforzamiento de la red con nuevas líneas de abastecimiento (OOMAPAS-SLRC, 2007).

4.3 Recopilación y Análisis de la Información Disponible.

De acuerdo con el departamento Técnico y Electromecánico del OOMAPAS SLRC, la red se abastece por 21 pozos que bombean directamente a la red de distribución. La tabla 4.1 muestra la información sobre la ubicación y características generales de cada uno de los pozos que cuenta el organismo en la zona urbana, en el anexo 4a se muestra el mapa con la localización de los mismos.

Tabla 4.1. Características generales de los pozos que abastecen la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora.

| No. de pozo | Ubicación (Avenida y calle) | Carga Ft. | N. E. Mts. | N. D. Mts. | Equipo | | | |
|-------------|--------------------------------|--------------|---------------|---------------|---------|---------|---------------|---------------------------------|
| | | | | | Bomba | | Motor H.P. | Presión Lb/pulg ² |
| | | | | | Marca | Modelo | | |
| 1 | Ave. Nayarit y 11 | 280 | 28 | 38 | J-LINE | 12YC5A | 250 | 28 |
| 2 | Cjón. Gpe. Victoria 5 y 6 | 240 | 28 | 32 | J-LINE | 12SH4A | 150 | 30 |
| 3 | Ave. 16 Sept. 6 y 7 | 240 | 29 | 36 | J-LINE | 12SH4A | 150 | 25 |
| 4 | Cjón. Juárez y 16 | 180 | 35 | 40 | GOULDS | 12DHH04 | 150 | 24 |
| 6 | Ave. Chiapas y Pesqueira | 270 | 27 | 44 | GOULDS | 14RJLS4 | 200 | 22 |
| 7 | Ave. Jalisco y 21 | 180 | 30 | 44 | BERKELY | 8T60-3 | 60 | 13 |
| 8 | Ave. Torreón y 9 | 280 | 30 | | J-LINE | 12YC5A | 200 | 11 |
| 9 | Ave. Obregón y 48 | 200 | 23 | 42 | GOULDS | 14RJL03 | 150 | 24 |
| 10 | Ave. Carranza y 16 | 224 | 30 | 35 | GOULDS | 12DHH04 | 150 | 26 |
| 12 | Ave. Zaragoza y 39 | 275 | 30 | 33 | BERKELY | 6T307 | 30 | 22 |
| 13 | Ave. Madero y 38 | 240 | 30 | 39 | GOULDS | 14RJMC3 | 150 | 17 |
| 15 | Ave. Sto. Domingo y San Miguel | 180 | 28 | 27 | BERKELY | 7T30 | 40 | 15 |
| 16 | Ave. Sonora y 30 | 260 | 27 | 34 | J-LINE | 12HSAS | 125 | 28 |
| 17 | Calz. Aviación y Ecuador | 240 | 23 | 30 | J-LINE | 12WSA4 | 150 | 24 |
| 18 | Ave. Tamaulipas y 48 | 240 | 29 | 45 | GOULDS | 14HM03 | 150 | 28 |
| 20 | Ave. Canal 14 y 15 | 240 | 29 | 37 | GOULDS | 14RJMO | 150 | 24 |
| 21 | Ave. José Muñoz y Guatemala | 280 | 28 | 36 | J-LINE | 12YC5A | 200 | 36 |
| 22 | Ave. Torreón B y 48 | 230 | 30 | 38 | J-LINE | 14H53 | 150 | 37 |
| 23 | Ave. Tamaulipas y Samuel O. | | | | GOULDS | 14RJLC | | |
| 24 | Ave. Maquiladores y 48 | | | | GOULDS | 12FDLO5 | | |

Fuente: Informe final IMTA del proyecto HC-0852.3 2005-2007 (IMTA 2007)

Los datos para el estudio fueron tomados del Informe Final 2005-2007 del IMTA del proyecto “Determinación de la eficiencia física en los distritos hidrométricos dos y tres, y monitoreo del sector hidrométrico número uno” (IMTA 2007). La información de apoyo en el estudio es la siguiente:

- Informe Final del estudio de “Medición y Análisis de la Demanda de Agua Potable en la Ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora durante el Verano-Invierno”, Sept 2005.
- Informe del reporte de “Detección de fugas en la Red de Distribución de agua de San Luis Río Colorado, Sonora” Sept 2005
- Estudio de “Modelación hidráulica de la red de distribución de agua potable de la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora”, 2004-2005
- Plano Escala 1:20,000 con la propuesta del diseño de sectores hidrométricos de la red de distribución de agua, anexo 7-4a.
- Plano Escala 1:20,000 con la planimetría e infraestructura hidráulica (pozos, tuberías, válvulas e hidrantes) del sistema de agua potable, anexo 7-4b.
- Plano Agua Potable, anexo 7-4c.

4.4 Sectorización de la red hidráulica

Uno de los métodos alternativos para aumentar la eficiencia de un Organismo Operador de Agua es la sectorización (limitar zonas o áreas de distribución de agua potable, a través de distritos hidrométricos). Arreguín (1991) menciona que el uso eficiente del agua es lograr su mejor uso y aprovechamiento, la mejora en la infraestructura correspondiente y la participación activa de los usuarios con un alto sentido de equidad social.

Como uno de los objetivos es el de minimizar el consumo de agua, en la ciudad de SLRC, los proyectos para la mejorar la eficiencia del organismo operador, deben de estar encaminados en este sentido. La sectorización es uno de los métodos que ayudan a alcanzar esta meta. El método consiste en seccionar circuitos de la red de distribución de agua para aislarlo uno de otro. El aislamiento se logra cerrando y regulando válvulas de regulación, en los sitios de interconexión de los distritos hidrométricos. Al lograr el aislamiento de cada distrito se podrá identificar las deficiencias de presión, identificar y cuantificar áreas con volúmenes no cuantificados (tomas clandestinas, servicios públicos no medidos y pérdida por fugas) y se podrá regular y mejorar las presiones de la red de distribución para este distrito (CONAGUA 2007, Rodríguez, Alcocer et al. 2010, Toxky 2012).

Existen numerosos criterios para limitar los distritos hidrométricos (sectores). Normalmente los proyectos de sectorización se basan en criterios empíricos, siguiendo técnicas de prueba y error. Algunos están enfocados a la evaluación económica, otros utilizan meta heurísticas, teoría de grafos, etc. (Tzatchkov, Alcocer et al. 2006, Tzatchkov and Alcocer-Yamanaka 2011, Hajebi, Temate et al. 2014). En redes pequeñas la topología puede realizarse sobre un plano de la red, pero en redes grandes es muy difícil diseñar los sectores.

4.4.1 Etapas de la sectorización de la red hidráulica

En este paso, la planeación es fundamental y las acciones deben de estar bien definidas para la aplicación del método, no es nada sencillo. Las acciones a tomar se llevan largo tiempo, requiere de bastante personal de campo con experiencia y por último, es necesario estar preparado con recursos económicos suficientes para terminar cada etapa. Una vez comprometido el OOA a realizar la sectorización, debe seguir los siguientes pasos o etapas: (CONAGUA 2007).

- 1) Catastro del sistema de distribución de agua potable.
- 2) Anteproyecto del sistema, definiendo puntos de alimentación y posibles interconexiones controladas para protección de eventualidades.
- 3) Diseño e implementación de un sector piloto, incluyendo las válvulas de seccionamiento necesarias, los mecanismos para el control de las presiones, la medición de gastos de alimentación, así como de la variación diaria de la demanda, ya sea que ésta sea supuesta o inferida por algunas mediciones.
- 4) Calibración de un modelo de simulación hidráulica en base a las mediciones citadas en el punto anterior.
- 5) Ajustar el proyecto piloto a partir de la modelación, controlando las presiones, midiendo los gastos, y evaluando la relación entre presión y fugas:
- 6) Ampliación de la experiencia piloto a dos o tres sectores más.
- 7) Con los resultados obtenidos, puede evaluarse el proyecto integral de sectorización, con una muy buena aproximación sobre los costos y los beneficios que pueden esperarse.

Para realizar la división de la RDAP de la ciudad, se utilizaron diferentes programas y algoritmos, entre ellos se utilizó el programa SCADRED (Sistema de Cómputo para Análisis y Diseño de Redes) que hace los siguientes cálculos:

- Análisis de flujo permanente en la red por el método de (Todini and Pilati 1988).
- Análisis de flujo no permanente en la red (períodos extendidos).
- Visualización de los resultados de los análisis hidráulicos por medio de curvas de nivel, superficie 3D; entre otros.

Algoritmo utilizado:

- Implementación de *Pilas*, que es una estructura dinámica de almacenamiento temporal de datos.
- Teoría de grafos utilizando el análisis hidráulico de gastos y presiones (grafos no dirigidos y grafos dirigidos) (Stoll, Franssen et al. 2011).

Para determinar la contribución de las fuentes al consumo de los nodos se utiliza una sustancia química conservativa y se hace el cálculo por medio del algoritmo que calcula la concentración de la una sustancia química conservativa en los nodos de la red.

SCADRED se utilizó para obtener una zona de influencia de una fuente, a la cual se le asigna una concentración ficticia de 100 unidades y una concentración igual a cero en las fuentes restantes, al ejecutar el algoritmo se obtiene un valor de la concentración ficticia para cada nodo, que viene siendo el porcentaje de contribución de la fuente al consumo en el nodo, se repite el proceso para las otras fuentes (Tzatchkov, Alcocer et al. 2006, Tzatchkov and Alcocer-Yamanaka 2011), obteniendo un plano con las contribuciones de cada fuente en diferente color para cada nodo. Teniendo las áreas de influencia de las fuentes, se delimita la zona y se propone una sectorización.

4.4.2 Análisis de la demanda de agua utilizada para la simulación.

El análisis de la demanda promedio que se utilizó en la corrida del modelo de simulación, está basado en los informes finales de los proyectos: Programa de Mejoramiento de la Eficiencia de Distribución del Agua y de Detección de Fugas en el Sistema de Agua Potable de la Ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora y Determinación de la eficiencia física de los Distritos hidrométricos número dos y tres, y monitoreo realizados por el OOMAPAS en el año 2006-2007 (CETA 2007, IMTA 2007).

Para calcular la demanda promedio, se tomó en cuenta el número de usuarios en el sector hidrométrico piloto No. 1, ver Tabla 4.2.

Tabla 2 Número de usuarios en el sector hidrométrico 01 (IMTA, 2007a, CETA, 2007).

| Tipo de Usuarios | Número de Usuarios | Volumen Facturado | | Demanda (m ³ /usuario-mes) |
|----------------------|--------------------|-----------------------|-------------|---------------------------------------|
| | | (m ³ /mes) | (L/s) | |
| Consumidores menores | 3,873 | 136,111 | 50.8 | 35.1 |
| Grandes consumidores | 286 | 63,622 | 23.8 | 222.5 |
| Total | 4,159 | 199,733 | 74.6 | 48.0 |

Por otro lado, considerando el número de usuarios domésticos y un índice de hacinamiento (INEGI 2011) se obtuvieron las siguientes dotaciones:

Usuarios domésticos en padrón : 3,244
 Lotes baldíos y casas deshabitadas : 200
 Usuarios domésticos con servicio : 3,044
 Índice de Hacinamiento (Hab/vivienda) : 4.1

Población servida = (3,044 usuarios) (4.1 hab/viv) = 12,480 hab

En estos estudios, se realizó un análisis detallado de los consumos de agua en el sector piloto, considerando los datos de facturación proporcionados por el organismo operador para determinar los consumos reales, y así estimar la demanda del sector piloto, como se observa en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Estimación de la demanda. Distribución de volúmenes facturados por rutas comerciales en el SH01 (IMTA 2007)

| Facturación en el Sector Piloto | Demanda Estimada (l/s) |
|-------------------------------------|------------------------|
| Servicio Medido | |
| Usuarios con Servicio Medido | 41.4 |
| Grandes Consumidores con Servicio | 17.9 |
| Subtotal | 59.3 |
| Cuota Fija | |
| Usuarios con Cuota Fija | 9.5 |
| Grandes Consumidores con Cuota Fija | 3.3 |
| Lotes Baldíos y Casas Deshabitadas | (-) 3.0 |
| Sobrefacturación con Cuota Fija | (-) 2.0 |
| Subtotal | 7.8 |
| Total | 67.1 |

El valor obtenido de 67.1 L/s está basado en la facturación de la demanda neta estimada en el sector piloto (descontando la facturación de los lotes baldíos y casas deshabitadas para el sector piloto, así como la sobrefacturación calculada del orden de 20.67% que existe en los usuarios de cuota fija), por lo que para obtener la demanda bruta se debe considerar el volumen de pérdidas físicas por fugas en la red de distribución de agua en el sector la cual se estimó en un 30% (CONAGUA 2007).

Por lo que basándose en los informes del organismo operador, los datos utilizados en la corrida de simulación de los sectores serán:

Valores promedio de consumo mensual:

| | |
|-----------------------------------|--|
| Para usuarios de casa/habitación: | 51.3 m ³ /mes = 1,689.36 L/día = 0.02 L/s |
| Fugas de la red por sector: | 15.4 m ³ /mes = 505.17 L/día |
| No. de días al mes promediados: | 30.42 días |
| Consumo por habitante por día | 411.6 L/día |

Los grandes consumidores se valoran de forma diferente dependiendo del giro comercial o industrial.

4.5 Modelación de la red

Basados en los datos de los Informes Finales de CETA y el IMTA (2007), se retoma el estudio a partir de las áreas de influencia calculadas, y se propone una nueva sectorización de la ciudad. Los nuevos sectores consideran el número de habitantes, la demanda de agua, la economía al definir sectores por áreas no pavimentadas y mejorando la delimitación, la reubicación de los pozos No. 3, el No. 18, el cierre del pozo No.14, la apertura del pozo No. 23 y la demanda con líneas de conducción de agua de 1.00" en adelante.

Para llegar a esta propuesta, se toma en cuenta las siguientes restricciones:

- Trazar los límites de cada sector hidrométrico lo más rectos posibles para facilitar la instalación de caja de válvulas de cierre y su mantenimiento.
- Trazar los límites por calles y avenidas sin pavimentar, para bajar los costos de instalación de cortes de tubería, de tubería de refuerzo o la instalación de válvulas de paso o regulación.
- Número de usuarios por sector y su demanda.
- Dos bombas por sector y dependiendo del gasto de cada una será el tamaño del sector.
- Se toma una demanda promedio por usuario (casa/habitación) de 51.3 m³/mes.

EPANET realiza los cálculos de las líneas de conducción con el Sistema Métrico Decimal por lo tanto, se hará la conversión de los diámetros internos de la tubería instalada actualmente. Cuando se realice el diseño de la red, se consultará al fabricante para la correcta especificación de los diámetros (Ø) internos de la tubería, ver tabla 4.4.

Tabla 4.4. Conversión de diámetros de tubería utilizados en EPANET.

| Tubo | Ø Inches | Ø mm | Tubo | Ø Inches | Ø mm |
|-------------|----------|------|-------------|----------|------|
| Tubo de PVC | 2.5" | 64 | Tubo de PVC | 12" | 305 |
| Tubo de PVC | 3" | 76 | Tubo de PVC | 14" | 356 |
| Tubo de PVC | 4" | 102 | Tubo de PVC | 16" | 406 |
| Tubo de PVC | 6" | 152 | Tubo de PVC | 18" | 458 |
| Tubo de PVC | 8" | 204 | Tubo de PVC | 20" | 508 |
| Tubo de PVC | 10" | 254 | | | |

4.6 Metodología para el análisis de los sectores hidrométricos

Las etapas para el análisis de cada sector son:

- a) Obtener los informes finales del estudio tentativo de sectorización por parte del IMTA, los planos de SLRC a escala: topográfico, de altimetría y de lotificación en el Dpto. de Desarrollo Urbano y Ecología y el plano de distribución de agua potable en el OOMAPAS de preferencia en formato DWG.
Dicha información se instala en el programa AutoCad, identificando cada uno por medio de capas de dibujo.
- b) Con el plano de lotificación y el plano de distribución de agua potable, se delimita el nuevo sector hidrométrico. Los SH's delimitados de muestran en la figura 4.1 y 4.2.

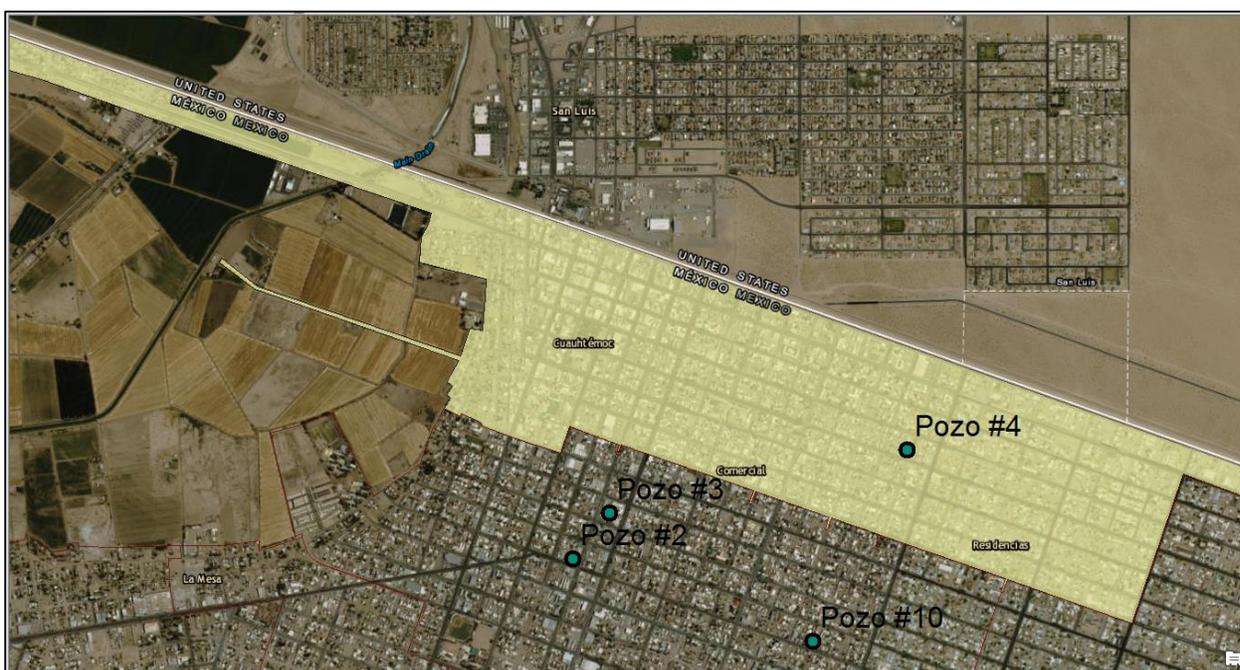


Figura 4.1. Delimitación del sector hidrométrico 01 basados en los informes finales del IMTA y del Organismo Operador, el plano de lotificación y distribución de agua potable.

- c) El siguiente paso es a ubicar la toma domiciliaria frente a cada lote o casa/habitación y áreas verdes. La toma domiciliaria es la caja donde se encuentra el medidor de agua el cual está conectado a la red principal por medio de tubería de \varnothing 's de $\frac{1}{2}$ ó $\frac{3}{4}$ de pulgada. Se debe cubrir todo el sector. Identificadas las tomas domiciliarias, se procede a establecer los nodos que son los puntos de unión de las tuberías a partir del plano de agua potable.
- d) La demanda base para cada nodo se calcula a partir de la dotación promedio por habitante al día, la lotificación y de la limitación del sector hidrométrico con el conteo de los hogares, escuelas, parques y jardines que hay entre nodos.

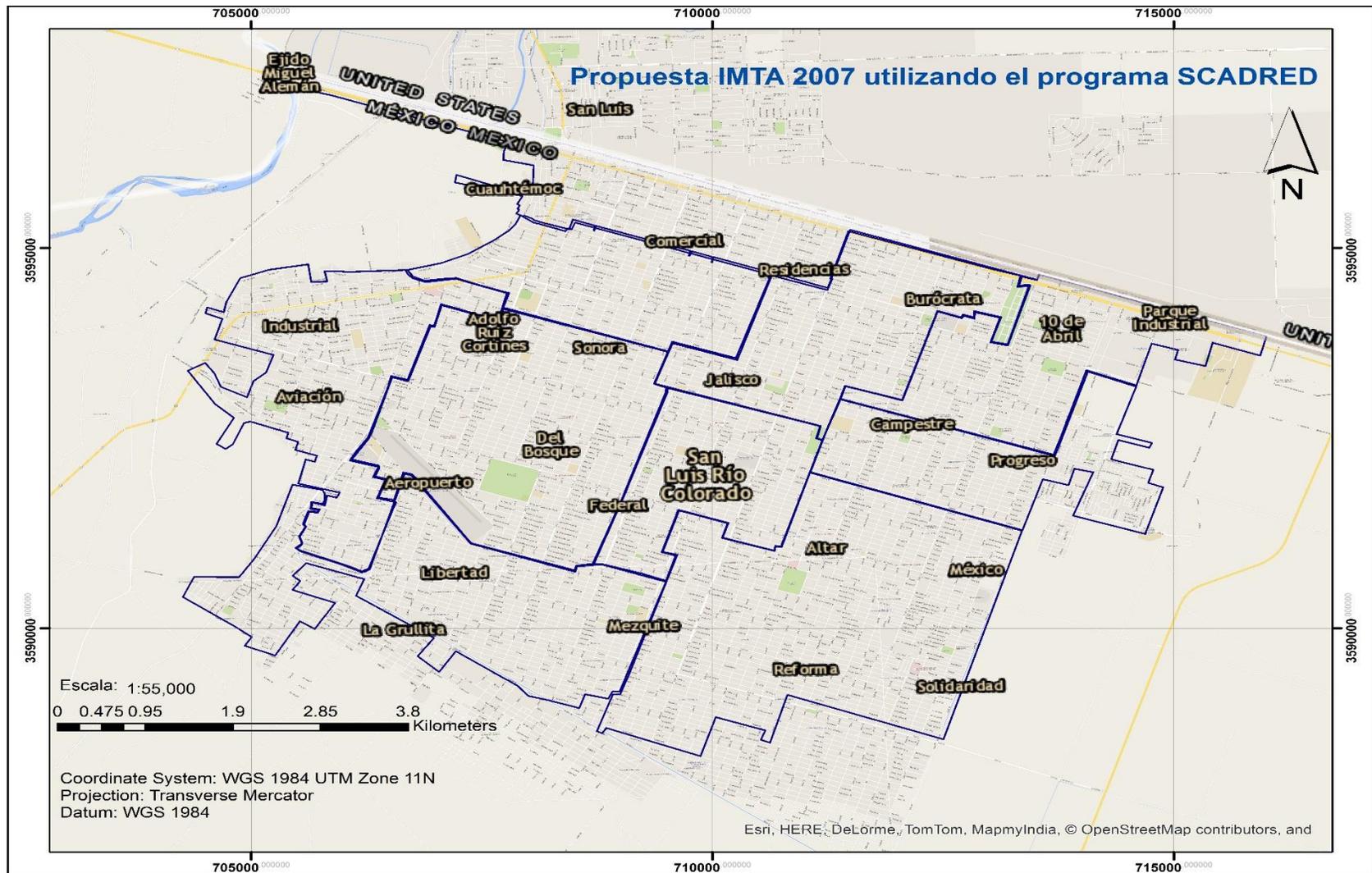


Figura 4.2. Sectores hidrométricos propuestos al organismo operador en el año 2007, los cuales se analizarán en la simulación para mejorarlos debido al crecimiento de la mancha urbana.

Para este estudio se utilizó el método de la repartición media o métodos de las longitudes de tuberías o gastos especiales (determinación de caudales en cada tramo del sistema repartiéndolos en partes iguales entre los nodos involucrados) y se calcula como la semisuma de los lotes entre nodos. Este resultado será el número de usuarios que se abastecen de ese nodo.

$$Q_{nodo} = 0.5 \sum_{i=1}^n Q_{dist} \quad \text{--- (1)}$$

Q_{dist} = Suma de los gastos en los tramos

Q_{nudo} = Gasto en el nodo o demanda en el nodo

La demanda actual se considera a la suma de los consumos para cada tipo de usuario más las pérdidas físicas y se obtiene generalmente multiplicando el consumo por cada tipo de usuario de cada sector, por el número correspondiente de ellos, ya sean habitantes, locales comerciales, etc. (CONAGUA 2007, Piña, Medina et al. 2012). Por lo tanto, el análisis de la demanda estará en función del uso del suelo de cada lotificación. Ver figura 4.3.

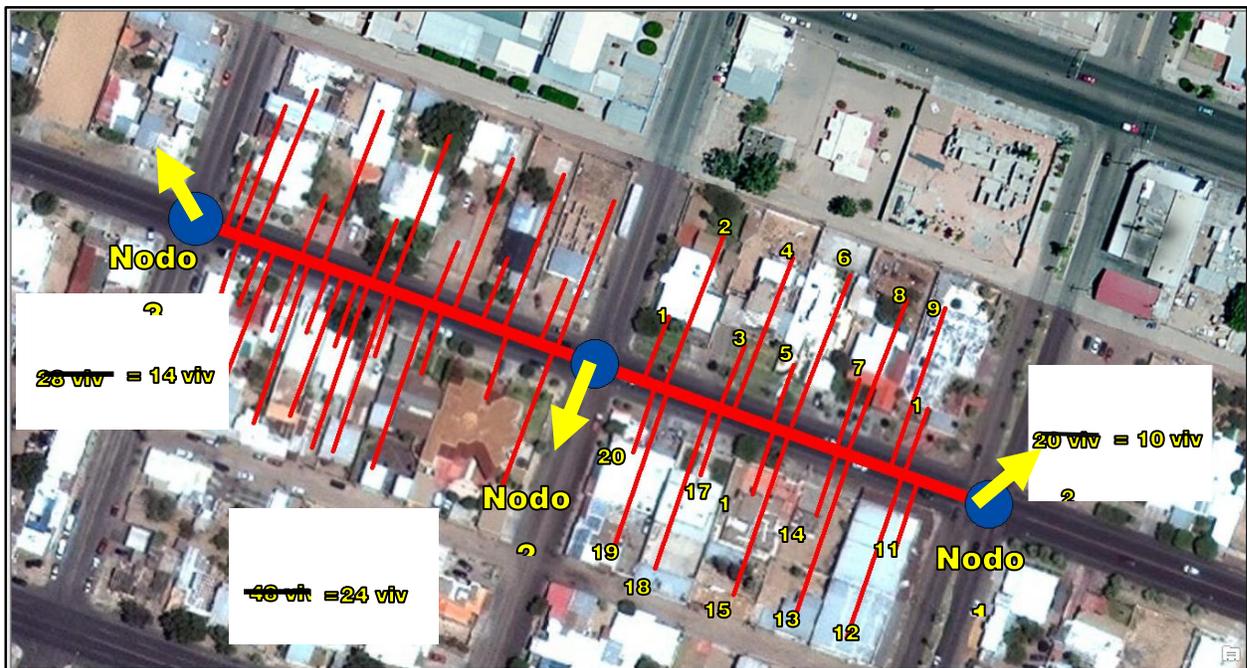


Figura 4.3. Determinación de la demanda base en cada nodo aplicando el método de las longitudes de tuberías también llamado método de la repartición media. Línea roja gruesa red principal de agua, línea roja delgada toma de agua del usuario.

- e) Con el programa Excel se elabora una tabla para calcular las dotaciones y el gasto para el sector, en función del uso del suelo de cada lote en litros por segundo y el gasto máximo en función del horario de demanda máxima al día.

Los siguientes cálculos están basados en el Manual para el diseño de redes de distribución de agua potable y alcantarillado Sanitario (CONAGUA 2007).

- f) El siguiente paso es calcular el gasto medio diario, el gasto máximo diario y el gasto máximo horario utilizando los coeficientes de variación.

Coefficientes de variación: Como los requerimientos de agua, no son constantes, durante el día, ni durante el año, es necesario obtener los gastos Máximo Diario y Máximo Horario los cuales se determinan utilizando los coeficientes de variación. Los coeficientes de variación se determinan efectuando un estudio en la región. En caso de no poder hacerlo, la CONAGUA recomienda utilizar los valores promedio estudiados por el IMTA y son los siguientes:

$$\text{Coeficiente de variación diaria } (Cvd) = 1.40$$

$$\text{Coeficiente de variación horaria } (Cvh) = 1.55$$

Gasto medio diario: Es el agua que un usuario o población necesita en un día de consumo promedio y se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{Medio} = \frac{Dot \cdot Pob}{86400 \text{ seg}} \text{ --- (2)}$$

Dot = Dotación por habitante en L/hab/día

Pob = Población en la localidad o el sector

Gasto máximo diario (Q_{MD}): Es el gasto necesario para calcular la cantidad de agua requerida por una localidad para poder satisfacer las necesidades de este elemento en un día de máximo consumo.

$$Q_{MD} = Cvd \cdot Q_{Medio} \text{ --- (3)}$$

Gasto máximo horario (Q_{MH}): Es el gasto necesario para calcular la cantidad de agua requerida por una localidad para poder satisfacer las necesidades de este elemento a la hora de máximo consumo.

$$Q_{MH} = Cvh \cdot Q_{MD} \text{ --- (4)}$$

Como ejemplo tenemos los datos calculados para el sector hidrométrico 01 (SH01) en la tabla 4.5.

Tabla 4.5. Determinación de la demanda base, utilizando la lotificación y el plano de distribución de agua potable

| Datos del Sector hidrométrico 01 | | |
|---------------------------------------|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 122.56 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 36.77 | L/s |
| Gasto medio: | 85.79 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 120.11 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 186.16 | L/s |
| Coefficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coefficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 72,655.78 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 4,393 | |
| Índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total de habitantes: | ~18,009 | |

- g) Calculada la demanda en cada nodo, el plano se dibuja en EPANET y se alimenta el programa con la demanda de cada nodo. Para llevar un mejor control del dibujo, se recomienda colocar de fondo el plano de lotificación del sector piloto. Ver figura 4.4.

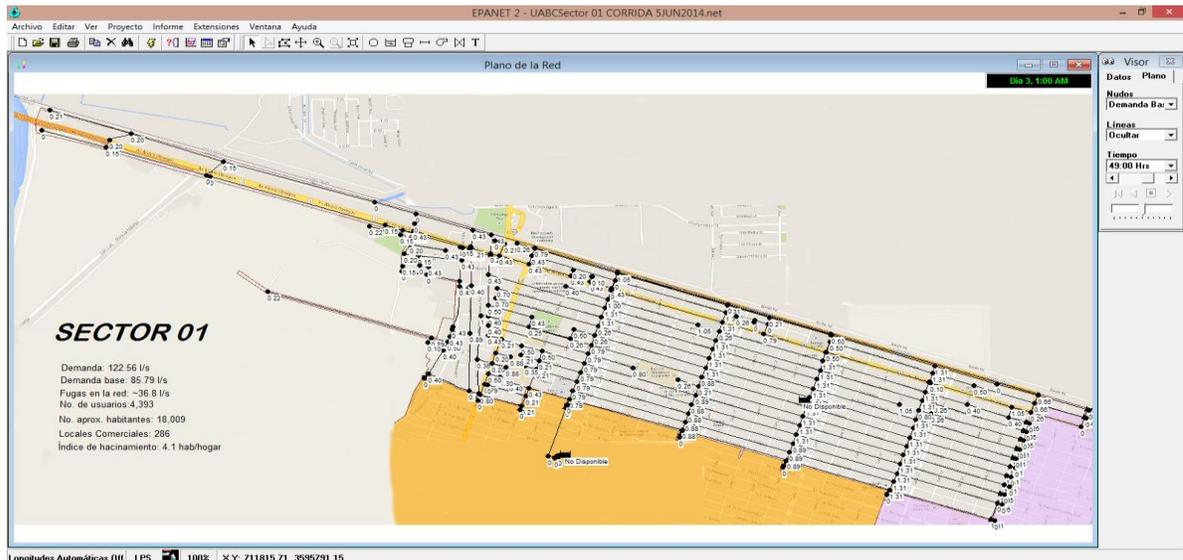


Figura 4.4. Dibujo de la red en EPANET, las longitudes de la tubería pueden ser adimensionales o a escala.

- h) Para el análisis hidráulico de la RDAP de las tuberías EPANET asume que todas las tuberías se encuentran completamente llenas en cualquier instante. Sus parámetros hidráulicos más importantes son: nodos de entrada o de salida, diámetro, longitud, coeficiente de rugosidad y el estado de las válvulas (abierto-cerrado) y su tipo (Rossman 2000).

Con los parámetros anteriores de la tubería, podemos obtener el caudal, la velocidad, las pérdidas de carga, el factor de fricción, la presión en los nodos.

Las pérdidas de carga en la conducción debido a la rugosidad de las paredes de la tubería pueden medirse por tres métodos: Hazen-Williams, Darcy-Weisbach y Chezy-Manning.

El método de Hazen-Williams solo puede utilizar para flujos de agua. Mientras que el método de Darcy-Weisbach (más exacto en teoría) se puede aplicar para cualquier líquido en cualquier régimen y por último, el método de Chezy-Manning es el más utilizado para conductos funcionando en lámina libre (Rossman 2000, Haestad-Methods, Walski et al. 2003, Arnalich 2007).

Para este estudio se utilizará el método de Hazen-Williams, y asumiremos que todas las tuberías son de PVC con un coeficiente de rugosidad de 145.

- i) La presión debe ser suficiente para que el agua llegue a todas los hogares más alejados de la fuente. Para nuestro caso y para prevenir fugas y consumos excesivos en el sistema, la presión dinámica debe estar comprendida entre 15 y 22 mca y la presión estática no debe rebasar los 26 mca.
- j) La velocidad en las tuberías deberá estar en un rango de 0.5 a 1.0 m/s para que se garantice la auto-limpieza del sistema y se eviten ruidos en la misma.
- k) Las pérdidas de carga en la tubería no deberán rebasar los 6 m/Km. CONAGUA recomienda hasta 10 m/Km, pero este parámetro lo establece el personal que diseña la red. Puede aplicarse la fórmula de Mougny para determinar la velocidad ideal para cada diámetro. La fórmula se puede aplicar a RDAP de 20 a 50 mca, y es la siguiente:

$$V_{tub} = 1.5 \sqrt{\emptyset + 0.05} \text{ --- (5)}$$

$$V_{tub} = \text{Velocidad m/s}$$

$$\emptyset = \text{Diámetro de la tubería en metros}$$

- l) Se utilizarán válvulas de regulación, sostenedoras de presión o retenedoras de presión según sea el caso, que permitan una adecuada sectorización y el funcionamiento de la red, además que podrán ser utilizadas para el mantenimiento y seccionamiento del SH.

- m) La simulación se deberá realizar para el caudal máximo horario, en período estático y extendido, además de identificar las zonas a servir y la futura expansión de la población.
- n) Los patrones de consumo utilizados para la confección del modelo y su calibración, corresponden a los datos de caudales medios horarios calculados por el IMTA y la CONAGUA durante las 24 horas de consumo. Ver tabla 4.6.

Tabla 4.6. Coeficiente de regulación calculado por el IMTA-CONAGUA para un abastecimiento de 24 horas (CONAGUA, 2007).

| Coeficiente de regulación para suministro de 24 horas/día | | | |
|--|-----------------------------|--------------|-----------------------------|
| Régimen de demandas. | | | |
| Horas | Demanda horaria en % | Horas | Demanda horaria en % |
| 0 - 1 | 60.60 | 12 - 13 | 128.80 |
| 1 - 2 | 61.60 | 13 - 14 | 126.60 |
| 2 - 3 | 63.30 | 14 - 15 | 121.60 |
| 3 - 4 | 63.70 | 15 - 16 | 120.10 |
| 4 - 5 | 65.10 | 16 - 17 | 119.60 |
| 5 - 6 | 82.80 | 17 - 18 | 115.10 |
| 6 - 7 | 93.80 | 18 - 19 | 112.10 |
| 7 - 8 | 119.90 | 19 - 20 | 105.60 |
| 8 - 9 | 130.70 | 20 - 21 | 90.10 |
| 9 - 10 | 137.20 | 21 - 22 | 78.40 |
| 10 - 11 | 134.30 | 22 - 23 | 71.00 |
| 11 - 12 | 132.90 | 23 - 24 | 65.10 |

4.7 Procesos para la simulación sectores hidrométricos.

Con el simulador podemos realizar análisis en régimen permanente, donde el estado de la red permanece constante en un único instante, generalmente en una situación punta ya sean presiones mínimas o máximas.

El otro régimen es el cuasi-estacionario o de período extendido, que desprecian el efecto de los transitorios (que se producen en la red para maniobras de regulación y estaciones de bombeo) que vienen siendo cuando las condiciones varían con respecto al tiempo a lo largo del día y de forma periódica. Este tipo de simulación es como si sucediera una sucesión de simulaciones estáticas y toman en cuenta la variación de los elementos de regulación, estado de operación de las estaciones de bombeo, niveles en depósitos y la variación de las demandas en los nodos

Al período extendido también se le conoce como simulación continua, simulación en el tiempo mediante cambio consecutivo de estados permanentes o análisis dinámicos. Para nuestro caso se utilizará el programa de simulación EPANET (Tzatchkov, Alcocer et al. , Rossman 2000, CONAGUA 2007).

Con la información recabada y alimentado el programa EPANET, los resultados del análisis de períodos extendidos serán las presiones, los gastos, velocidades, pérdidas de carga, y si se tuvieran tanques de almacenamiento nos darían los niveles en un instante de tiempo. Otra de las ventajas es que se puede observar de forma inmediata si opera la red de forma eficiente con los datos de demanda, las bombas, diámetros de tubería entre otros. Pero, si el área donde se encuentra la red es abastecida por una o dos fuentes, no es necesario el análisis de períodos extendidos, es suficiente con dos análisis, el de demanda máxima horaria y el de demanda mínima.

Para el análisis de cada uno de los sectores hidrométricos con EPANET se realizaron los siguientes pasos:

- En cada SH se cargó de fondo una imagen del área bajo estudio, exportándola de ArcMap y se esqueletizó la red, dibujando los pozos (embalses), los nodos, las tuberías, las bombas y las válvulas.
- El siguiente paso es utilizar la base de datos de demanda e introducirlos en cada nodo de la red, así como los diámetros de tubería, elevaciones, longitudes, curvas características de las bombas, entre otros.
- El último proceso es hacer la simulación (corrida) y el análisis de resultados.

Las figuras 4.5 a la 4.14 muestran la esqueletización de la red y los datos introducidos al simulador EPANET.

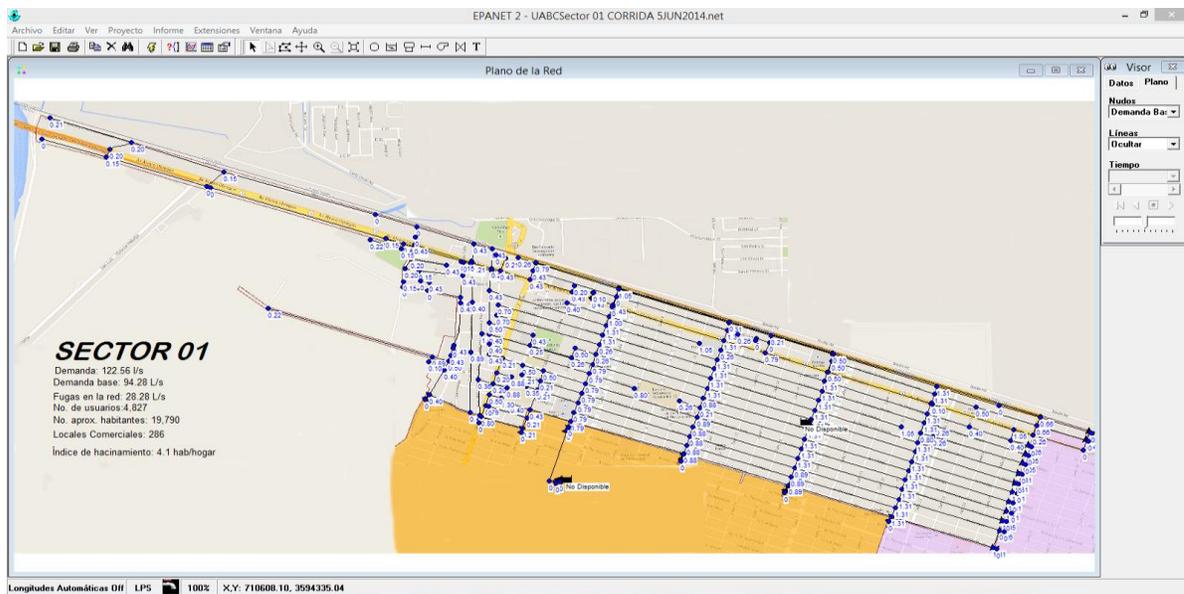


Figura 4.5. Esqueletización del sector hidrométrico 01 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

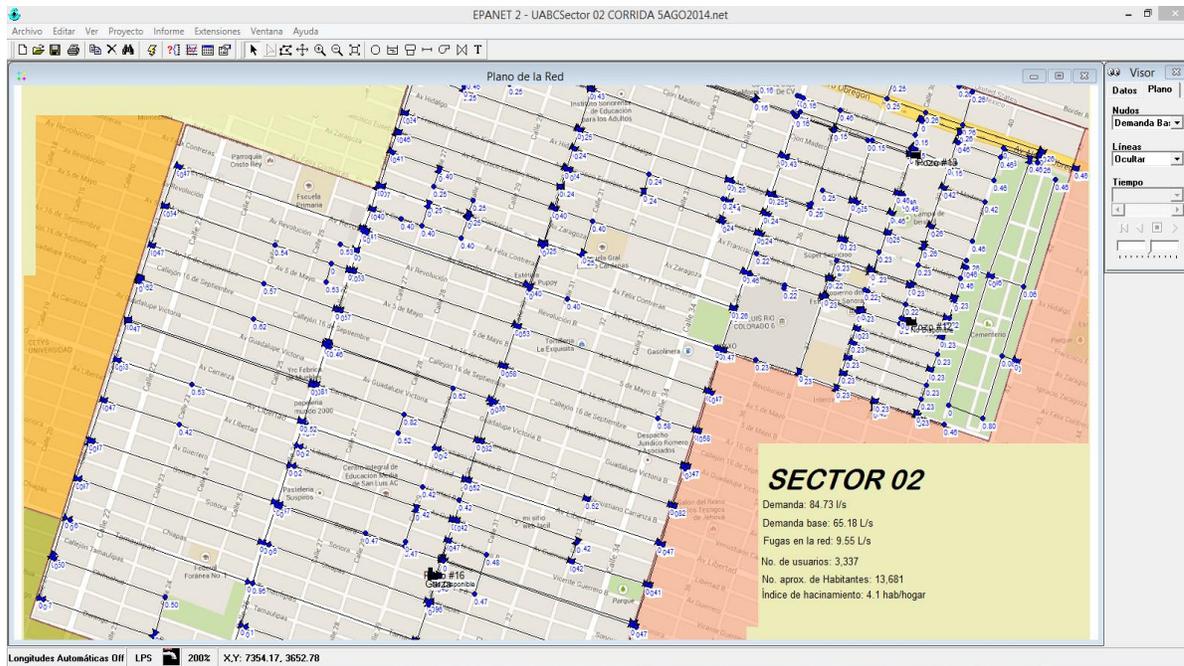


Figura 4.6. Esqueletización del sector hidrométrico 02 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

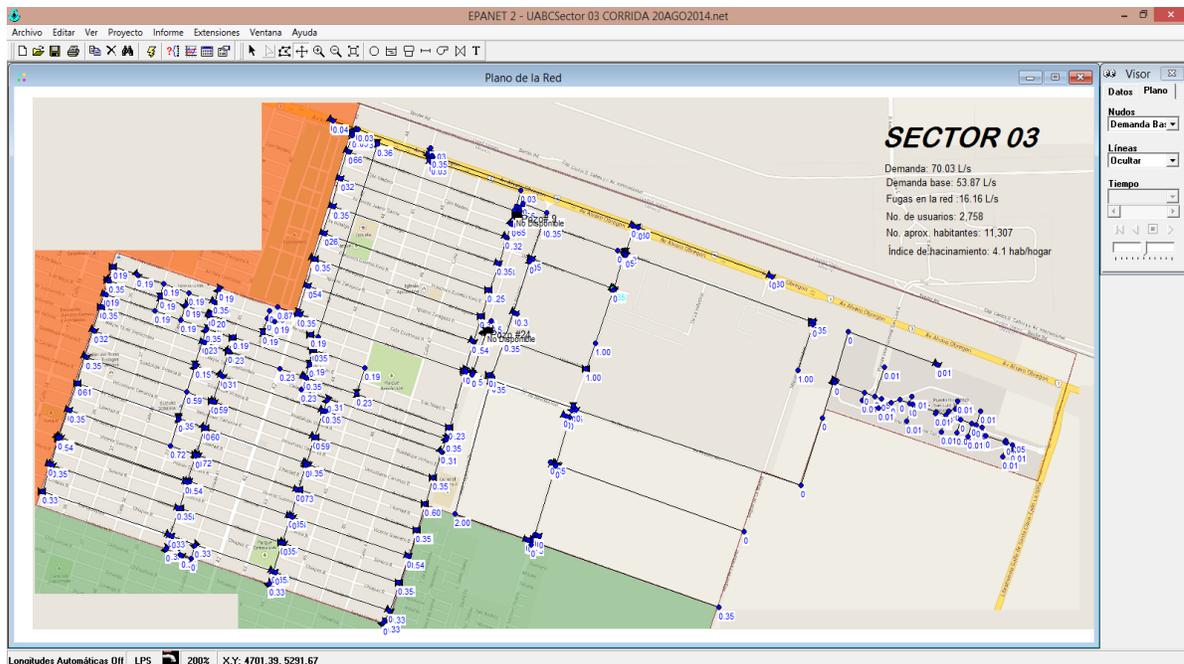


Figura 4.7. Esqueletización del sector hidrométrico 03 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

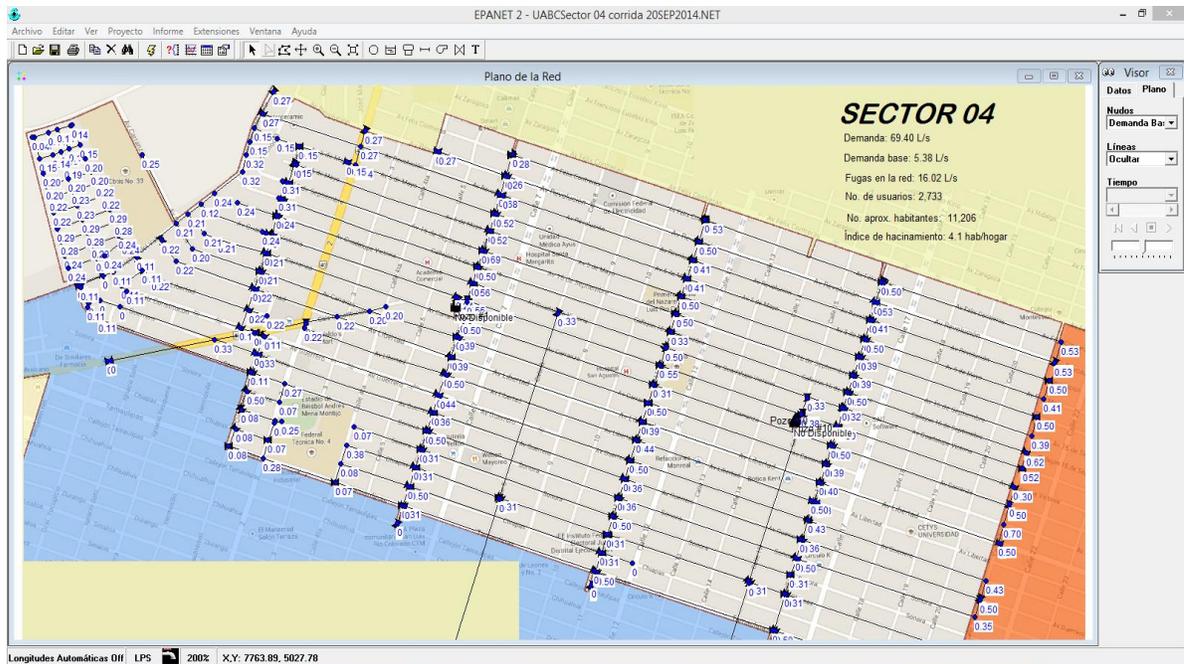


Figura 4.8. Esqueletización del sector hidrométrico 04 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

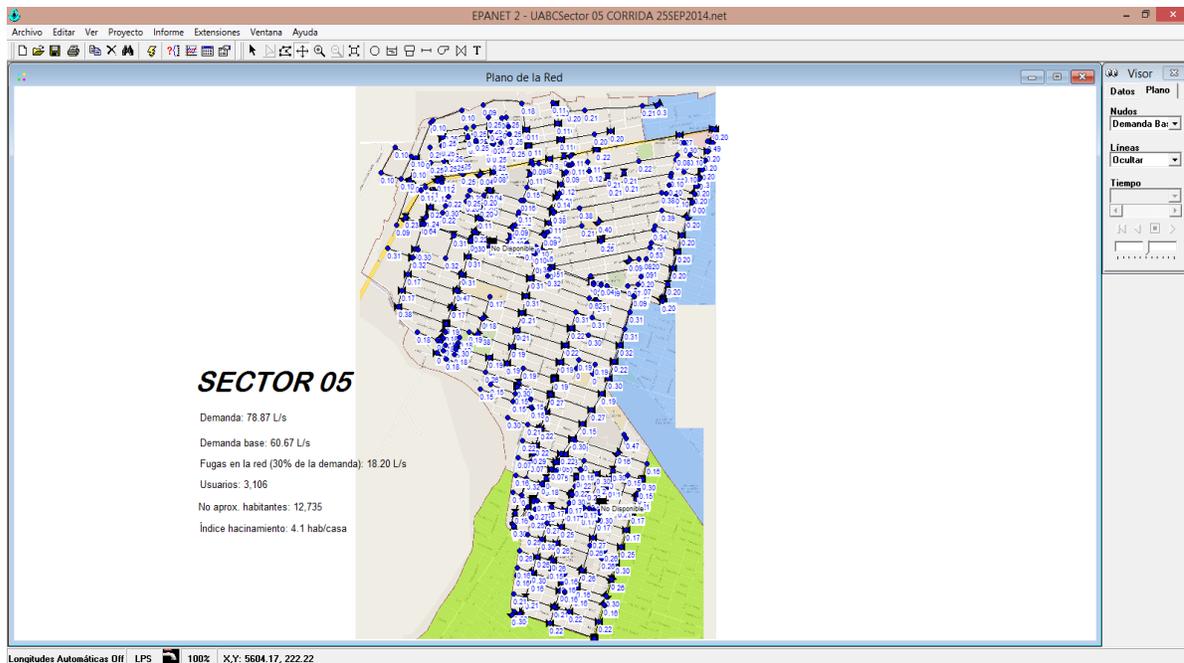


Figura 4.9. Esqueletización del sector hidrométrico 05 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

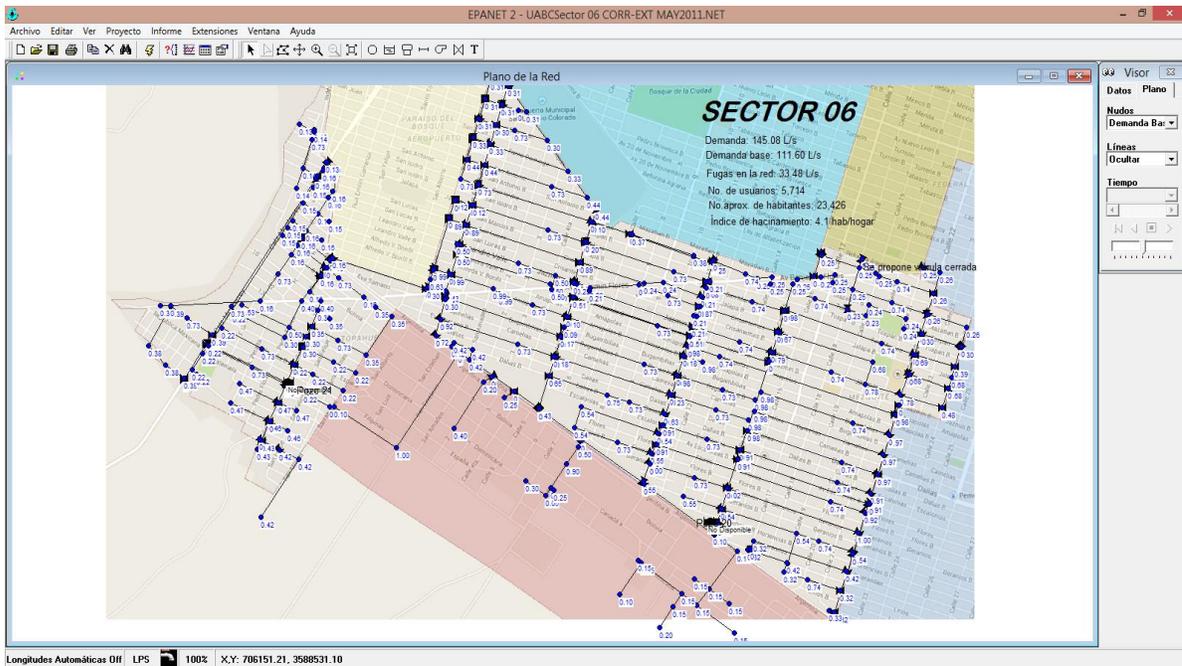


Figura 4.10. Esqueletización del sector hidrométrico 06 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

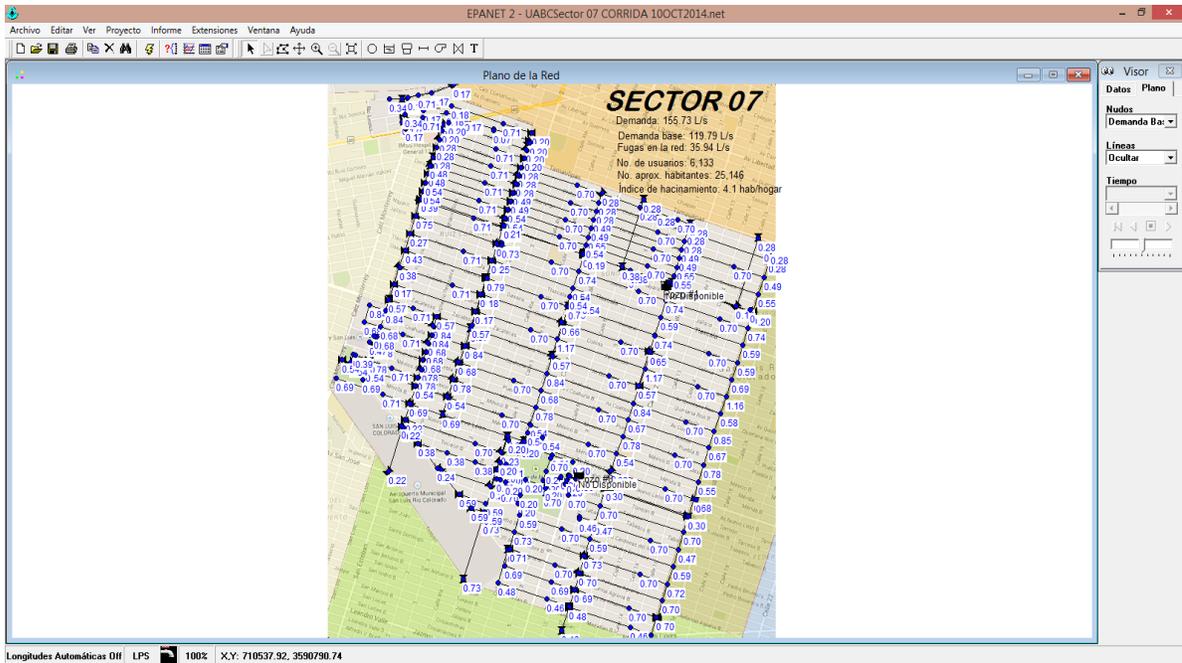


Figura 4.11. Esqueletización del sector hidrométrico 07 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

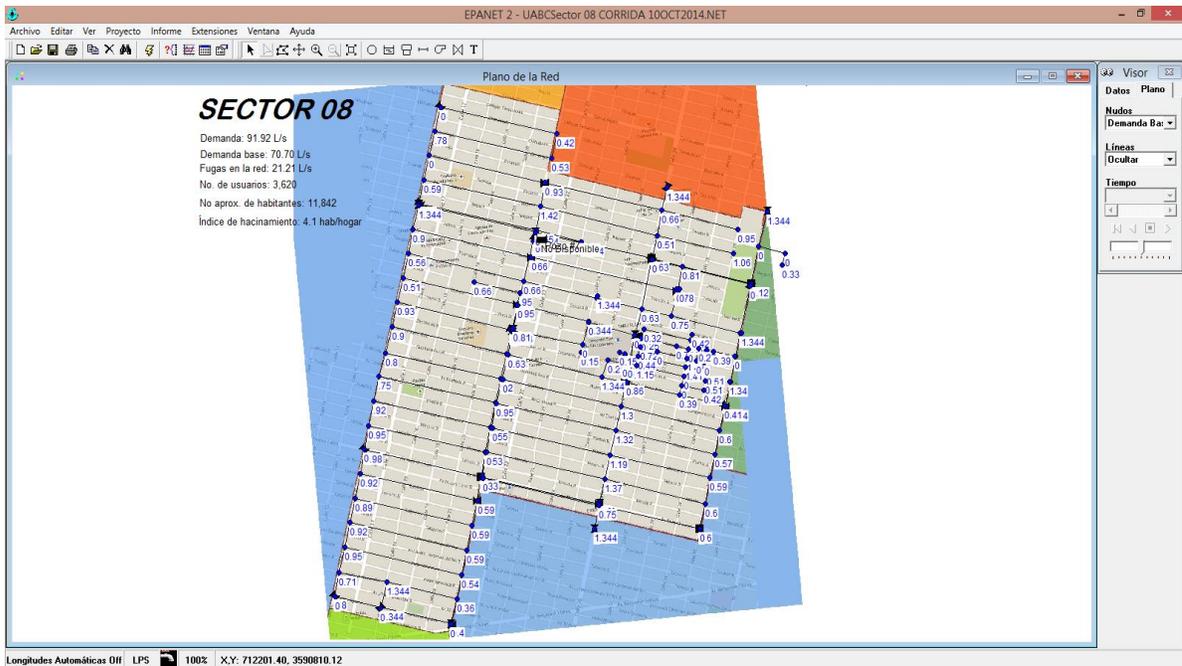


Figura 4.12. Esqueletización del sector hidrométrico 08 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

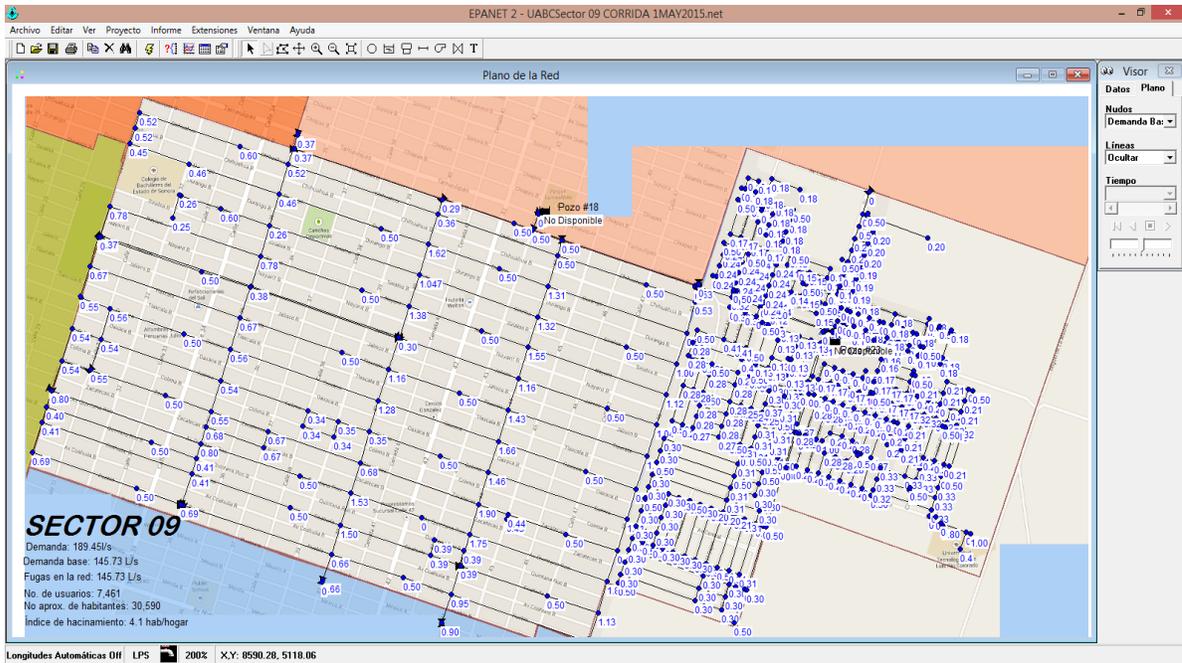


Figura 4.13. Esqueletización del sector hidrométrico 09 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

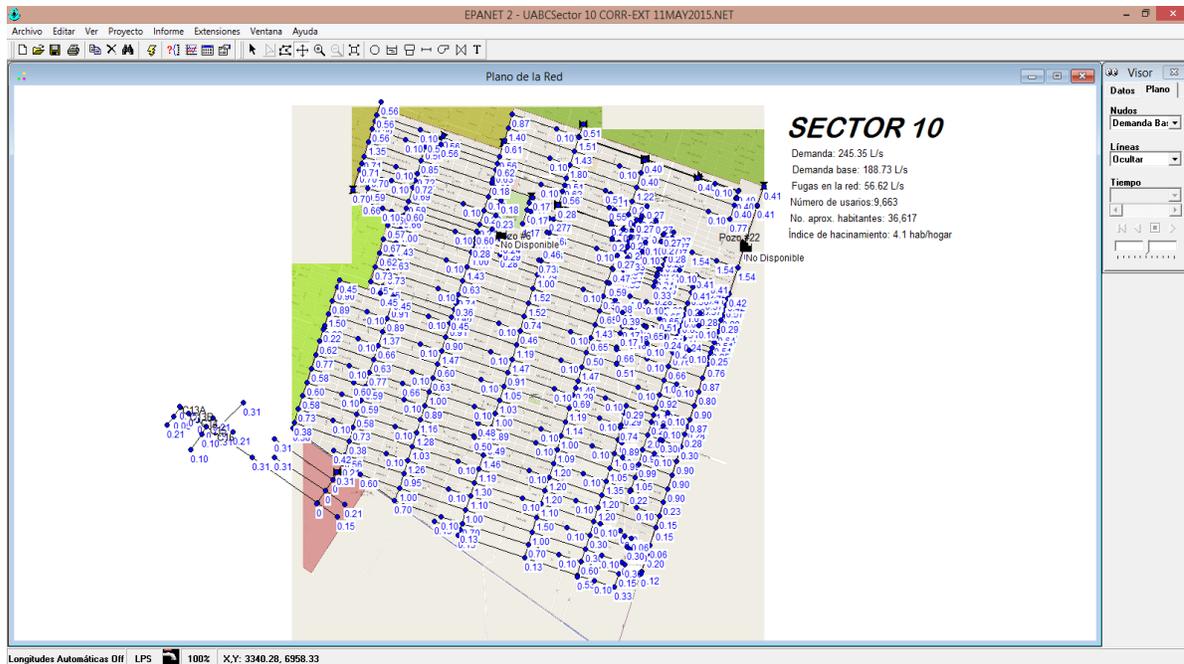


Figura 4.14. Esqueletización del sector hidrométrico 10 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

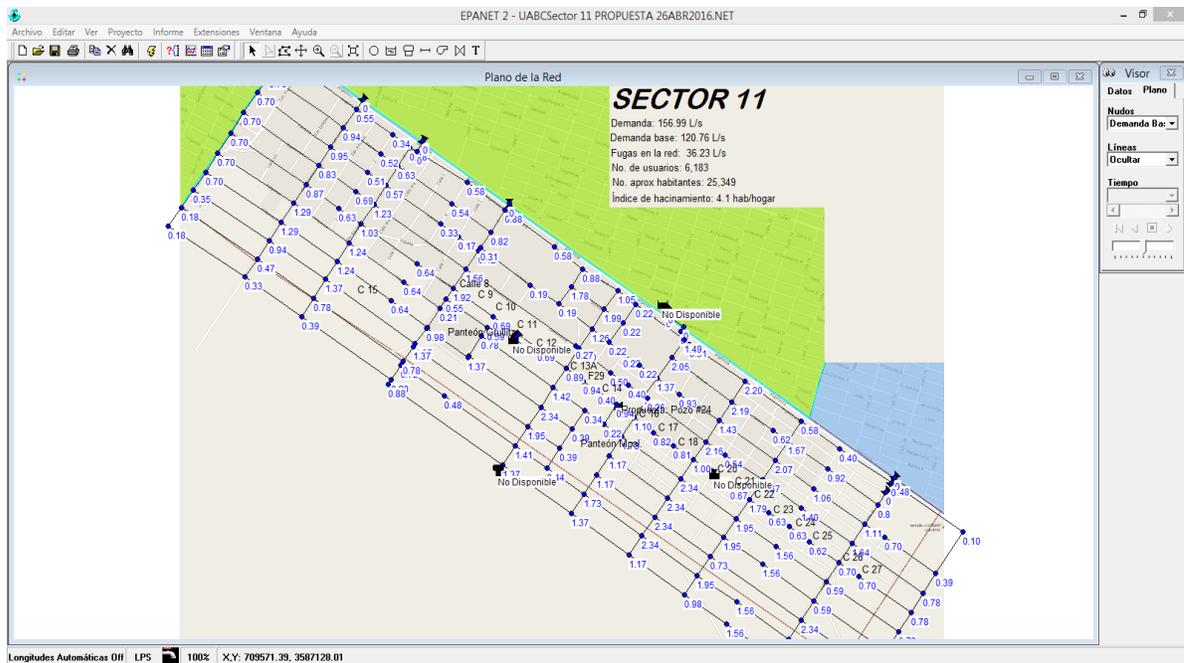


Figura 4.15. .Esqueletización de la propuesta de red de distribución para el nuevo sector hidrométrico 11 con los datos de demanda por nodo para su simulación en EPANET

4.8 Bibliografía:

- ALCOCER, Y., VICTOR HUGO; TZATCHKOV, VELITCHKO 2007. *Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de distribución de agua potable. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS)*. México, D.F., Comisión Nacional del Agua.
- ARNALICH, S. 2007. *EPANET y Cooperación: Introducción al cálculo de redes de agua por ordenador*, Arnalich-Water and habitat.
- ARREGUÍN, F. 1991. Uso Eficiente Del Agua. *Ingeniería Hidráulica En México*
- CETA 2007. Informe Final: Programa de Mejoramiento de la Eficiencia de Distribución del Agua y de Detección de Fugas en el Sistema de Agua Potable de la Ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. San Luis Río Colorado, Sonora: Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.
- CILA, C. I. D. L. Y. A. 1944. Tratado entre el Gobierno de los Estados Unidos Mexicanos y el Gobierno de los Estados Unidos de América de la Distribución de las Aguas Internacionales de los ríos Colorado, Tijuana y Bravo, desde Fort Quitman , Texas, hasta El Golfo De México. USA-MEX: CILA.
- CONAGUA 2007a. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable*, México, D.F., Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Comisión Nacional del Agua.
- CONAGUA 2008. Determinación de la Disponibilidad de Agua en el Acuífero 2601 Valle de San Luis Río Colorado, Estado de Sonora. México: Organismo de Cuenca Noroeste. Comisión Nacional del Agua.
- CONAGUA, C. N. D. A. 2007b. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable*, México, D.F., Comisión Nacional del Agua.
- DI NARDO, A., DI NATALE, M., SANTONASTASO, G. F., TZATCHKOV, V. & YAMANAKA, V. H. A. 2014a. Divide and Conquer Partitioning Techniques for Smart Water Networks. *Procedia Engineering*, 89, 1176-1183.
- DI NARDO, A., DI NATALE, M., SANTONASTASO, G. F., TZATCHKOV, V. G. & ALCOCER-YAMANAKA, V. H. 2014b. Water Network Sectorization Based on Graph Theory and Energy Performance Indices. *Journal of Water Resources Planning & Management*, 140, 620-629.
- HAESTAD-METHODS, WALSKI, T. M., CHASE, D. V., SAVIC, D. A., GRAYMAN, W., BECKWITH, S. & KOELLE, E. 2003. *Advanced water distribution modeling and management*, Waterbury, CT USA, Haestad Methods, Inc.
- HAJEBI, S., TEMATE, S., BARRETT, S., CLARKE, A. & CLARKE, S. 2014. Water Distribution Network Sectorisation Using Structural Graph Partitioning and Multi-objective Optimization. *Procedia Engineering*, 89, 1144-1151.
- IMTA 2007a. Informe Final: Evaluación del programa de sectorización en la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. San Luis Río Colorado, Sonora: Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.
- IMTA 2007b. Informe Final: Evaluación del programa de sectorización en la ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. Proyecto HC-0852.3 San Luis Río Colorado, Sonora: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

- INEGI 2011. INEGI - Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática. 03 Marzo 2011 ed. Página de Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática: INEGI.
- OOMAPAS-SLRC 2007. Informe Final: Programa de Mejoramiento de la Eficiencia de Distribución del Agua y de Detección de Fugas en el Sistema de Agua Potable de la Ciudad de San Luis Río Colorado, Sonora. Única ed.: Organismo Operador Municipal de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de San Luis Río Colorado, Sonora, (OOMAPAS SLRC).
- PIÑA, R. M., MEDINA, P. M. E. & MORA, M. L. E. 2012. CIDEPA, Modelo de asignación de demandas de agua de uso Urbano para EPANET V.2. *XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. San José, Costa Rica: IAHR.
- RODRÍGUEZ, V., JOSÉ MANUEL, ALCOCER, Y., VÍCTOR HUGO, BOURGUETT, O., VÍCTOR & CORTEZ, M., PETRONILO 2010. *Planificación de Sectores en redes de agua potable con el uso de un modelo de simulación hidráulica* [Online]. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Available: http://www.revistatlaloc.org.mx/anteriores/edicion_48/art_02_edi48.htm [Accessed Julio 25, 2015 48].
- ROSSMAN, L. A. 2000. *EPANET: User's manual (EPANET 2 Manual del Usuario)*, Cincinnati, OH, USA, Environmental Protection Agency, Cincinnati, USA.
- STOLL, S., FRANSSSEN, H. J. H., BARTHEL, R. & KINZELBACH, W. 2011. What can we learn from long-term groundwater data to improve climate change impact studies? *Hydrology & Earth System Sciences*, 15, 3861-3875.
- TODINI, E. & PILATI, S. 1988. A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. *Computer applications in water supply: vol. 1---systems analysis and simulation*. Research Studies Press Ltd.
- TOXKY, L. G. 2012. *La Sectorización En La Optimización Hidráulica De Redes De Distribución De Agua Potable*.
- TZATCHKOV, V., ALCOCER, Y., V.; & BUCHBERGER, S. Stochastic Demand Generated Unsteady Flow in Water Distribution Networks. *Water Distribution Systems Analysis Symposium 2006*.
- TZATCHKOV, V. G. & ALCOCER-YAMANAKA, V. H. 2011. Implementación de algoritmos basados en la teoría de grafos en proyectos de sectorización de redes de agua potable. *Tecnología y ciencias del agua*, 2, 97-114.
- TZATCHKOV, V. G., ALCOCER, Y., V.H. & BOURGUETT ORTÍZ, V. 2006. Graph partitioning algorithms for water distribution network sectorization projects. *Water Distribution Systems Analysis Symposium*. Cincinnati, Ohio, USA: American Society of Civil Engineer.

5. Capítulo 5 Resultados y Discusión

5.1. Parámetros y límites de configuración del modelo

Una vez aplicada la metodología, se simula la red de distribución de agua utilizando el programa EPANET. Con el programa se hace el cálculo hidráulico y se analizan los resultados en función de los parámetros que requiere el organismo operador. Para este estudio, los parámetros a observar para todos los sectores son los mismos que cuando se diseña una RDAP:

- Todas las presiones en los nodos deben oscilar entre 15 y 22 mca.
- Las tuberías no deben tener velocidades de caudal mayores de 1.0 m/s.
- Las pérdidas de carga no deben ser mayores a 6 m/Km.
- Todas las tuberías son de material de PVC (Policloruro de Vinilo) y sus velocidades no deben rebasar 1.5 m/s (las velocidades máximas permisibles para tubería de PVC oscila entre 0.30 m/s como mínima y 5 m/s como máxima) y deben contar con resistencia entre 120 y 150 psi (CONAGUA, 2007).
- Buscar en lo posible, que las modificaciones se realicen en avenidas y calles no pavimentadas.

5.2. Resultados de los sectores hidrométricos.

5.2.1. Sector hidrométrico 01.

La topografía de la ciudad de SLRC es muy plana, por lo tanto se harán con cota cero, excepto en la región noroeste del sector, la parte central es completamente plana. En la siguiente tabla 5.2.2.1 se muestran los cálculos hidráulicos y de población para el SH01:

Tabla 5.2.1.1. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

| Datos del Sector hidrométrico 01 | | |
|--------------------------------------|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 122.56 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (30% de la demanda): | 28.28 | L/s |
| Gasto medio: | 94.28 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 131.99 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 204.58 | L/s |
| Coeficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coeficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 72,655.78 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 4,827 | |
| índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total de habitantes: | 19,790 | |

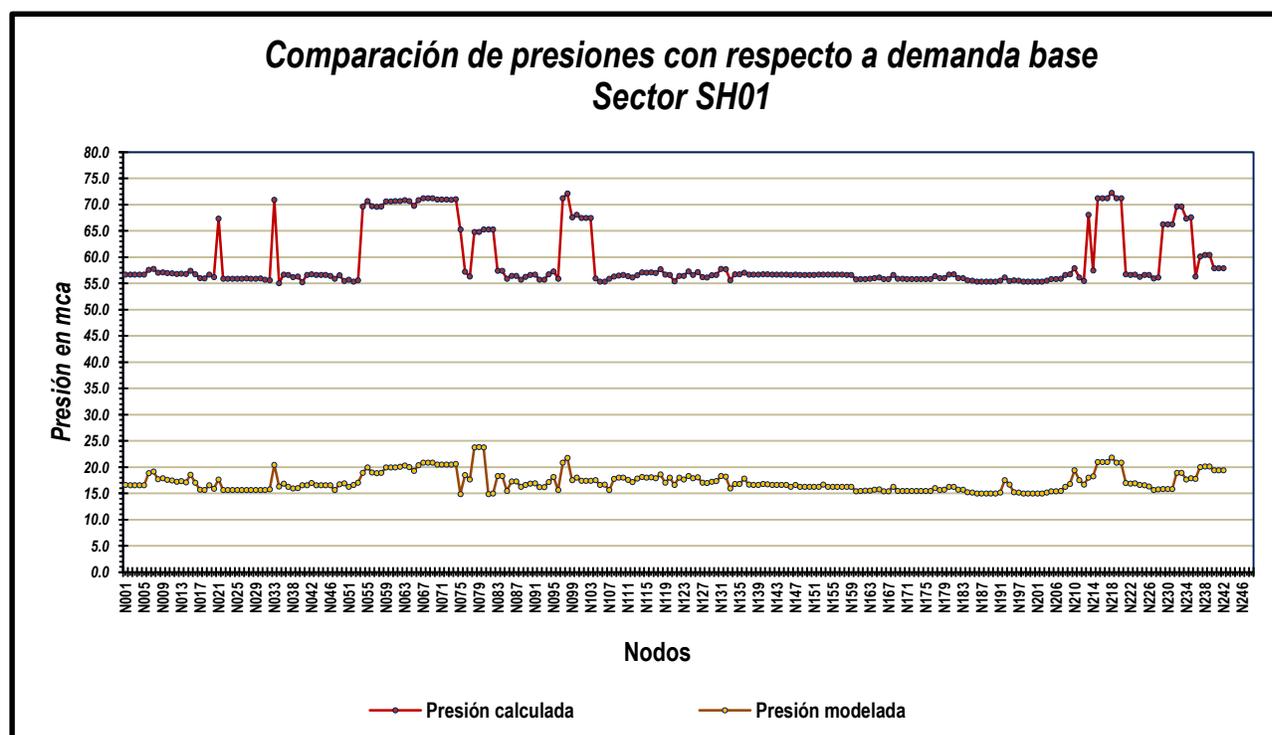
El Gasto Medio es la demanda base del sector y es con la que se inicia el cálculo. Con los resultados calculados con el programa se pretende hacer una reproducción lo más exacta posible del comportamiento de la red de agua, pero, el análisis dependerá directamente de la precisión de los datos de entrada. Por ello se debe tener cuidado de los cálculos que se realizan y con los cuales alimentaremos al modelo.

Los resultados del análisis de períodos extendidos son las presiones en los nodos, velocidades en tuberías, gastos, pérdidas de carga y su demanda máxima horaria.

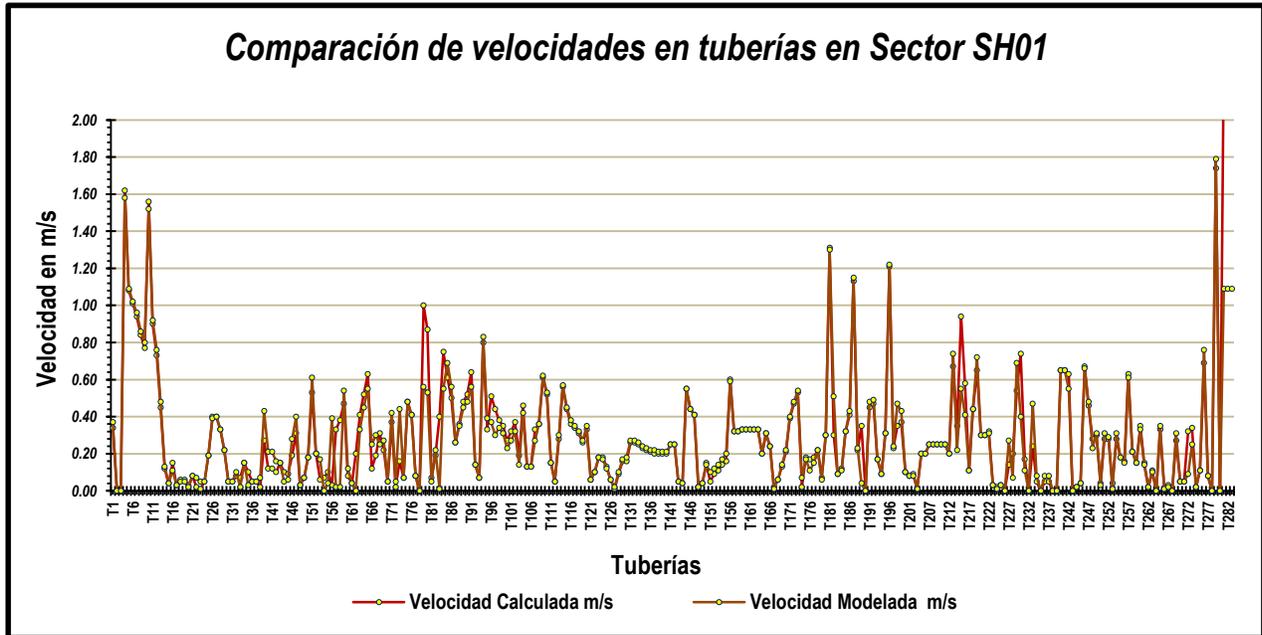
La base de datos de las tuberías a partir de la información con la que se alimentó el modelo matemático programado en EPANET, se muestran en la sección de anexos 7d así como los resultados hidráulicos para los nodos y tuberías en sección de anexos 7e.

Una vez obtenidos los resultados determinados por EPANET se puede realizar el análisis de las presiones en los nodos así como las velocidades y las pérdidas de carga en las tuberías a partir de la demanda máxima horaria. La comparación se visualiza en las gráficas 5.2.1.1, 5.2.1.2, 5.2.1.3 y 5.2.1.4.

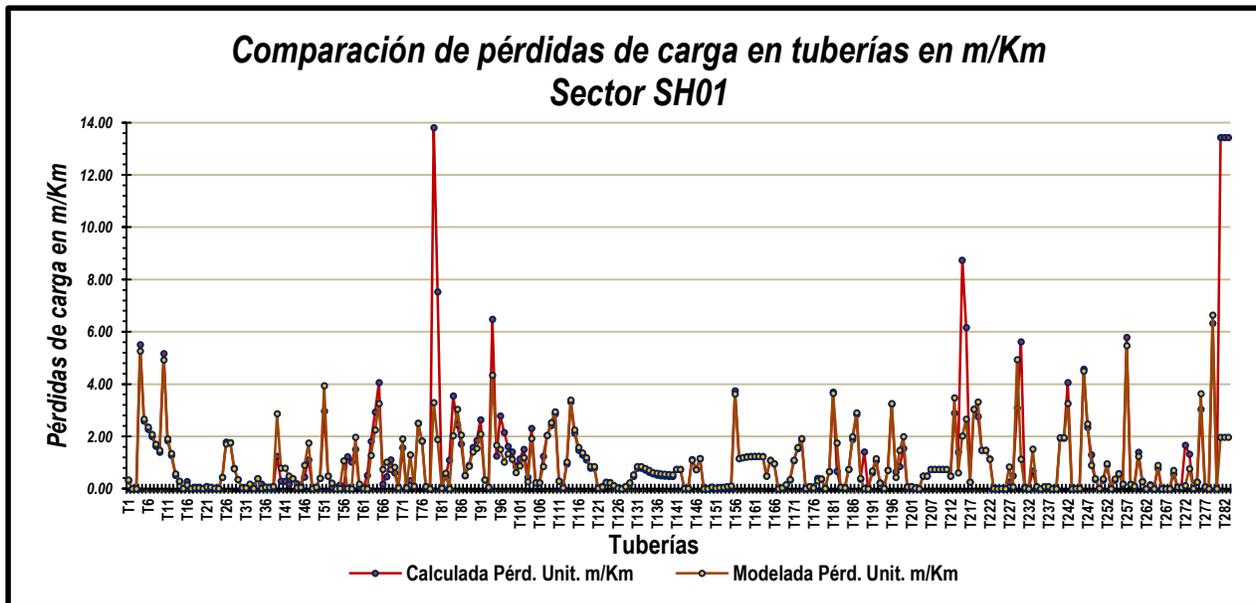
Gráfica 5.2.1.1. Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo del Pozo#3 y Pozo#4.



Gráfica 5.2.1.2 Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007)



Gráfica 5.2.1.3. Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).



Los cálculos del comportamiento de las presiones en los nodos a lo largo de una tubería en un período de 24 horas se muestran a continuación.

Los nodos de análisis sin modelar están ubicados en la parte central del SH01 y forman una sección transversal del sector, ver Figura 5.2.1.1. La gráfica 5.2.1.5 muestra el comportamiento de las presiones en los nodos N001, N139, N142, N141 y N140 en función de la demanda máxima horaria.

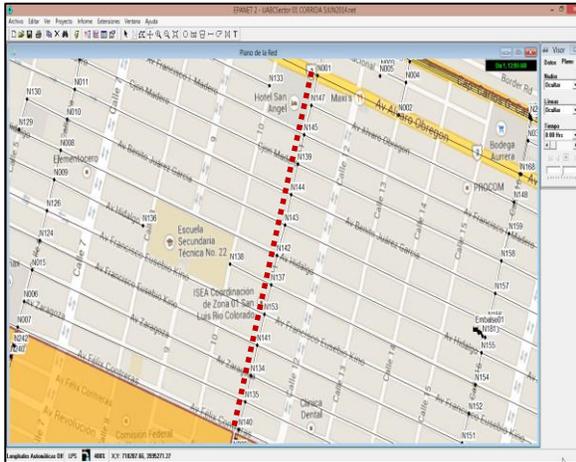
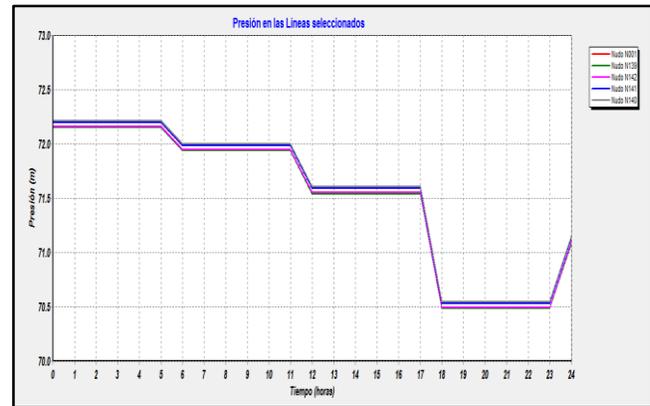


Figura 5.2.1.1. Ubicación de la sección transversal (línea punteada roja) para el análisis de presiones en los nodos de una línea de conducción.

Gráfica 5.2.1.4. Sección transversal del comportamiento de la presión en los nodos en las líneas de conducción ubicadas en la calle 11, desde la Av. A. Obregón hasta la Av. Félix Contreras.



Lo mismo sucede en los gráficos de los nodos (nudos) de la línea transversal del nodo N001-N072, muestran el comportamiento de las presiones en ellos (ver Figura 5.2.12 y Gráfico 5.2.1.6), donde se observa un incremento de la misma a partir del nodo N083, ubicado en el sector del desnivel del terreno a lo largo de la línea.

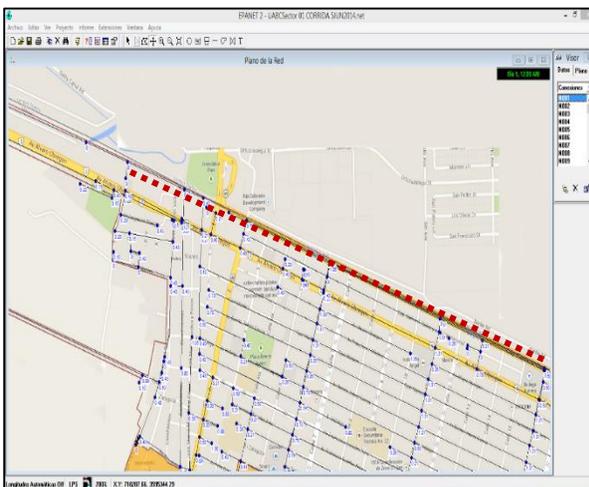
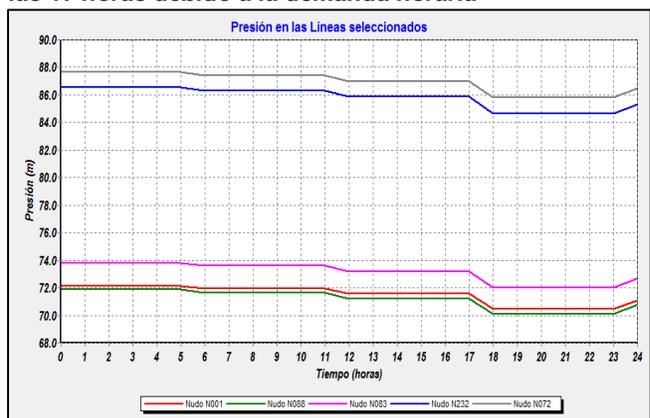


Figura 5.2.1.2. Ubicación de la sección transversal N001-N072.

Gráfica 5.2.1.5. Comportamiento de la presión a lo largo de la línea N001-N072. Observando una disminución a las 17 horas debido a la demanda horaria



5.2.2. Discusión.

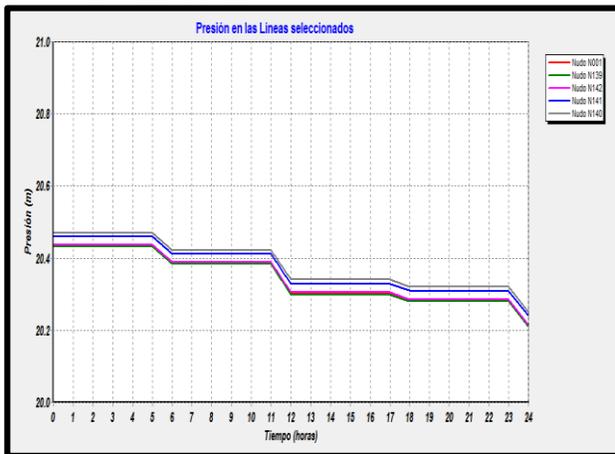
El análisis de resultados arroja que se deben hacer varios cambios en la configuración del sector para resolver el problema de las presiones, velocidades y pérdidas de carga por m/Km en las líneas y hacerlo más eficiente. Las propuestas se encuentran en la tabla 5.2.2.1.

Para reducir las presiones en la parte noroeste (antiguo lecho del río colorado) que es la región más baja de la ciudad y comienza el valle agrícola, se hacen varias recomendaciones, para lograr presiones entre los 15 y 22 mca. Ver tabla 5.2.2.2:

Los cortes en redes malladas no son muy recomendados debido a que en las puntas puede haber acumulación de sedimentos, pero son necesarios para mejorar la circulación y las presiones. En la tabla 5.2.2.3 se muestra las ubicación de los cortes en la tubería ya se con tapón o con una válvula de corte.

Si se llegan a realizar los cambios, el SH01 sería más eficiente, puesto que las fugas de agua se reducirían y se tendría un control en las presiones de las tomas domiciliarias. Las siguientes gráficas 5.2.2.1 y 5.2.2.4 muestran la mejora en los nodos y en las tuberías y corresponden a la misma sección transversal mostrada en la figura 5.2.1.1.

Gráfica 5.2.2.1. Si los cambios se llevan a cabo, las presiones en los nodos se regularizaron a 20.2 y 20.5 mca de la sección transversal las líneas de conducción ubicadas en la calle 11, desde la Av. A. Obregón hasta la Av. Félix Contreras.



Gráfica 5.2.2.2. Comportamiento de la presión a lo largo de la línea N001-N072 las presiones están entre los 20.4 y 22.4 mca.

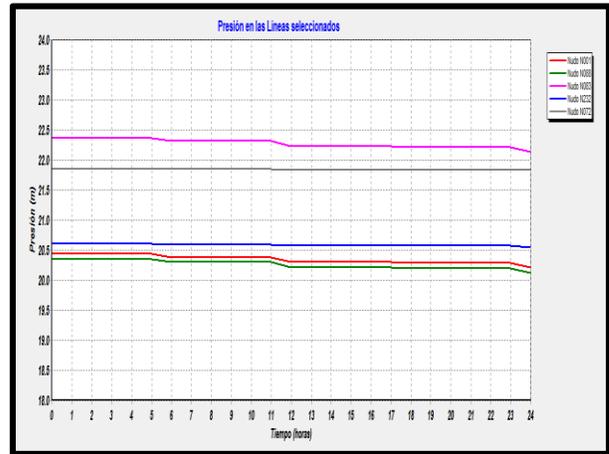


Tabla 5.2.2.1, Recomendaciones para mejorar la eficiencia de las tuberías de conducción de agua que están fuera de los límites establecidos para la red de distribución de agua de SLRC en el sector hidrométrico 01.

| Ubicación de la tubería | Ø pulg | Observaciones | Escenario 1 Solución 1 | Escenario 2 Solución2 |
|--|--------|---|--|---|
| Entre las calles 2da y Calle J.M.Morelos por la avenida Revolución (T215) | 4 | Las pérdidas de carga están fuera de rango (7.7 m/km) | Reemplazar la tubería por una de Ø= 6 pulg. | <p>Todos los problemas de pérdida de carga y de velocidad para las tuberías antes mencionadas, se solucionan instalando una válvula reguladora de presión de Ø= 12 pulg ajustada a 22 mca.</p> <p>La ubicación de la válvula sería en la calle 6ta. de la Av. 5 de Mayo y Av. 16 de Sept.</p> |
| Entre las Calles J.M.Morelos y Calle Cuauhtémoc por la Av. Revolución (T80) | 4 | Las pérdidas de carga están fuera de rango (6.6 m/km) | Reemplazar la tubería por una de Ø= 6 pulg. | |
| Entre las calles Cuauhtémoc, y Carr. del Valle por la Av. Revolución(T79) | 4 | Las pérdidas de carga están fuera de rango (13.82 m/km) y está al límite la velocidad | Reemplazar la tubería por una de Ø= 6 pulg.. | |
| Calle 6ta entre el Cjón. Félix Contreras y la Av. 16 de Sept. desde la salida del pozo (T281, 282 y 283) | 12 | Las pérdidas de carga están fuera de rango (7.1 m/km) | Reemplazar las líneas T281, 282 y 283 por una de Ø= 14 pulg. | |
| La intersección de Av. A. Obregón y calle 21 (T257) | 3 | Las pérdidas de carga están fuera de rango (6.8 m/km) | Reemplazar la tubería por una de Ø= 4 pulg. | |
| Carr. del Valle y prologación Av. Zaragoza (T216) | 2.5 | Las pérdidas de carga están fuera de rango (6.2 m/km) | Reemplazar la tubería por una de Ø= 3 pulg. | |
| Entre la Av. I. Zaragoza y Cjón. Félix Contreras y calle 6ta. (T4, T10 y T27) | 356 | Las velocidades son de 1.14, 1.10 y 1.24 respectivamente. Están fuera de rango. | Reforzar con una tubería en paralelo de Ø= 4 pulg. | |

Tabla 5.2.2.2. Ubicación de las válvulas reductoras de presión.

| Ubicación de válvulas reductoras de presión | Cantidad | Ø pulgadas | Orientación | Observaciones |
|---|----------|------------|---|---|
| Av. Álvaro Obregón y calle J.M. Morelos | 2 | 4 6 | Lado oeste de la interconexión. Lado norte de la interconexión | Se tiene que tener cuidado de no instalar en el mismo nodo, ni en la misma línea. La válvula de 6" se instala a 2 metros antes de llegar al nodo N084 en tubería T59 y la de 4" a 3 m de nodo N083 en la tubería T57. |
| Av. M. Hidalgo y calle 16 (salida Pozo#4) | 1 | 14 | Lado oriente de la interconexión | Instalar a 3m antes de conectar con el nodo N180 ajustada a 20 mca. |
| Av. 16 de Septiembre y calle 6ª (salida Pozo#3) | 1 | 12 | Lado oeste de la interconexión | La ubicación de la válvula sería en la calle 6ta. entre la Av. 5 de Mayo y Av. 16 de Sept. |
| Av. Carlos G. Calles y calle Cuauhtémoc | 1 | 6 | Lado oriente de la interconexión | La instalación de la válvula sería en la calle Av. Internacional (C. G. Calles) entre calle Morelos y Cuauhtémoc a 3m antes de llegar al nodo N082 en la tubería T73. Ajuste 16 mca. |
| Av. Revolución y Carr. del Valle | 1 | 4 | Lado oriente de la interconexión | Instalar en la tubería T79 a 3m antes de conectarse a la tubería que pasa por la Carr. del valle T75, ajustada a 20 mca. |

Tabla 5.2.2.3. Ubicación propuesta de cortes en tuberías por medio de un tapón o válvula de regulación, SH01

| Tramo | Orientación | Bloquear con | Ø pulg | Corte en |
|-------|--|--|-----------|---|
| T60 | De Av. Obregón y calle 1ra. a la Av. Obregón y | Tapón ó válvula de regulación (Estado: | 4 | Antes del cruce con la tubería T233, en Av. Obregón y calle Morelos |
| T58 | De Av. Obregón y calle Morelos a la Av. Obregón y | Tapón ó válvula de regulación (Estado: | 6 | Antes del cruce con la tubería T56, en Av. Obregón y calle Cuauhtémoc |
| T273 | De la Calle Cuauhtémoc y Cjón. Madero a la Carr. del | Tapón ó válvula de regulación (Estado: | 4 | Antes del cruce con la tubería T272 en Carr. del Valle y Cjón Madero. |
| T53 | En Av. Kino y Calle Cuauhtémoc | Tapón ó válvula de regulación (Estado: | 6 | Esta línea se secciona en Av. Kino y Calle Cuauhtémoc del lado Norte |
| T197 | En Av. Kino y Calle Cuauhtémoc | Tapón ó válvula de regulación (Estado: | 6 | Esta línea se secciona en Av. Kino y Calle Cuauhtémoc del lado Sur |

Los cortes son necesarios para estabilizar las presiones, principalmente en la región del antiguo lecho del Río Colorado. Lo recomendable en RDAP es cerrar circuitos, para que no queden tramos en punta por la posible acumulación de sedimento, pero, este caso que la tubería ya está instalada y debido al desnivel del terreno, es necesario hacer los y buscar una economía al instalar el menor número de válvulas reguladoras de presión.

5.2.1 Sector hidrométrico 02

La topografía en este sector es muy plana, por lo tanto los nodos tendrán cota cero. En la siguiente tabla 5.2.3.1 se muestran los cálculos hidráulicos y de población para el SH02:

Tabla 5.2.2.4. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

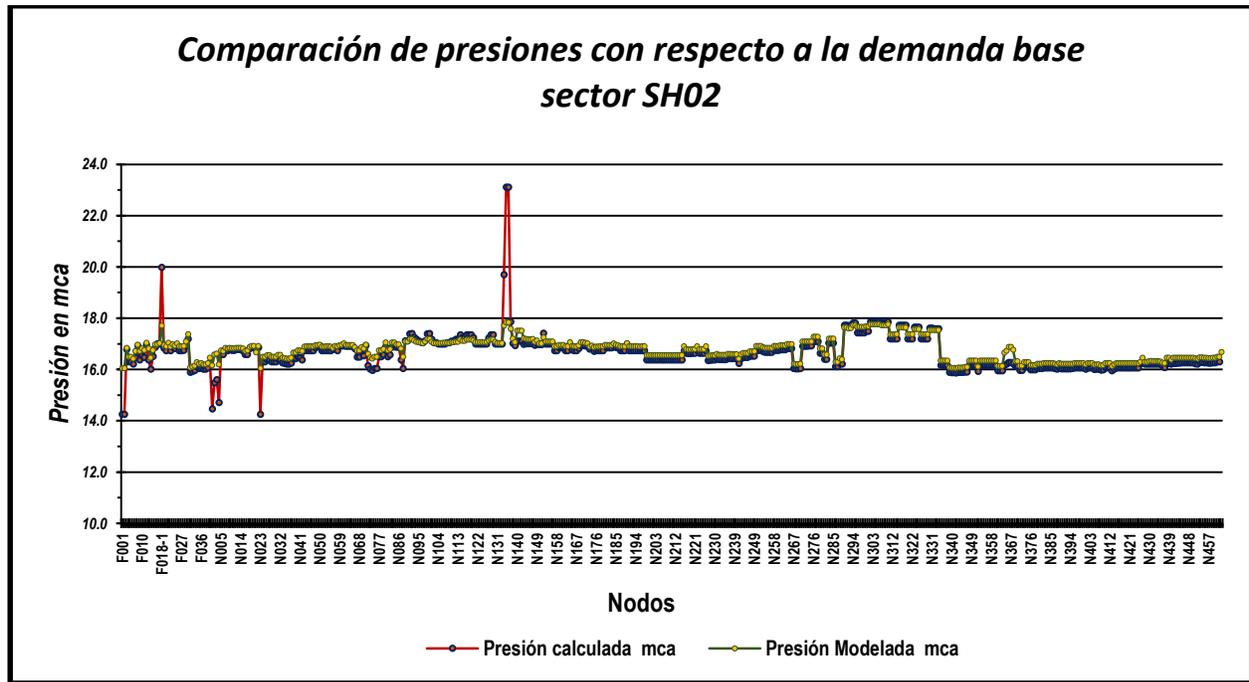
| Datos del Sector hidrométrico 02 | | |
|---------------------------------------|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 84.73 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 19.55 | L/s |
| Gasto medio: | 65.18 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 91.25 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 141.43 | L/s |
| Coefficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coefficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería: | 65,542.26 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 3,337 | |
| índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| No. de habitantes calculados: | 13,681 | |

El Gasto Medio es la demanda base del sector y es con la que se inicia el cálculo. Para mostrar los resultados se seguirá el mismo procedimiento que el SH01.

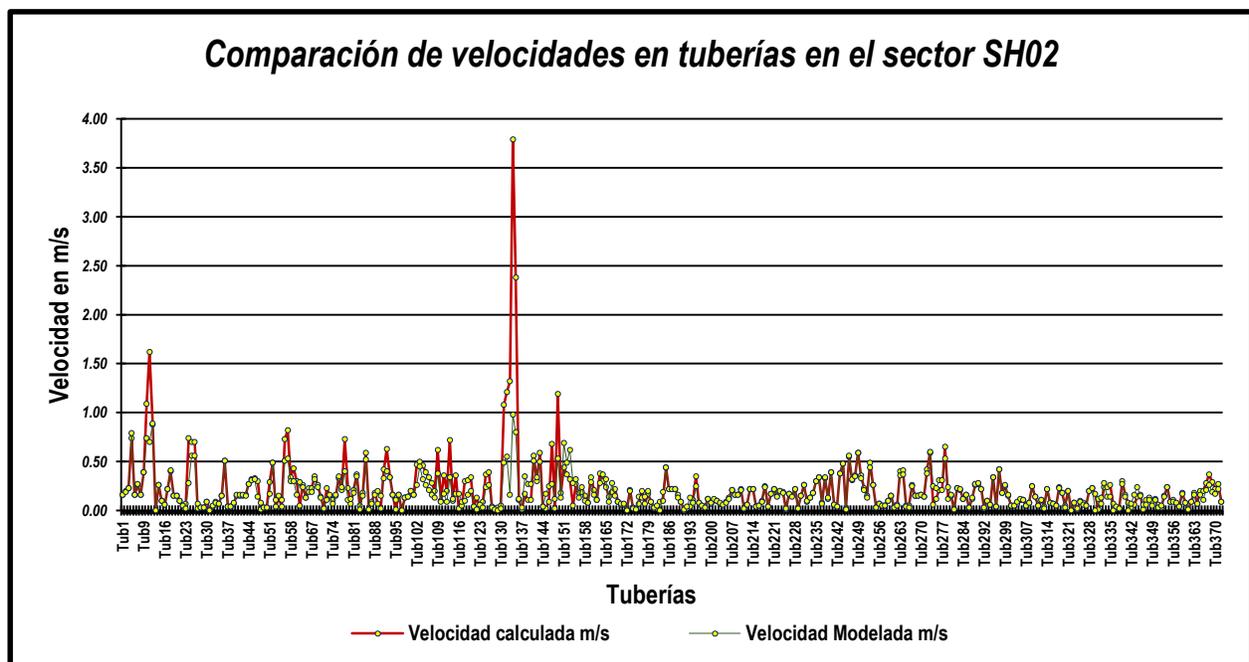
Los resultados hidráulicos de las tuberías a partir de los datos introducidos con los que se alimentó el modelo matemático programado en EPANET se encuentran en el anexo 7f y los resultados del análisis de períodos extendidos son las presiones en los nodos, velocidades en tuberías, gastos, pérdidas de carga y su demanda máxima horaria en el anexo 7g.

Con la información de los resultados determinados por EPANET se realiza el análisis de las presiones en los nodos así como las velocidades y las pérdidas de carga en las tuberías a partir de la demanda máxima horaria, la comparación se visualiza en las gráficas 5.2.3.1, 5.2.3.2, 5.2.3.3 y la 5.2.3.4.

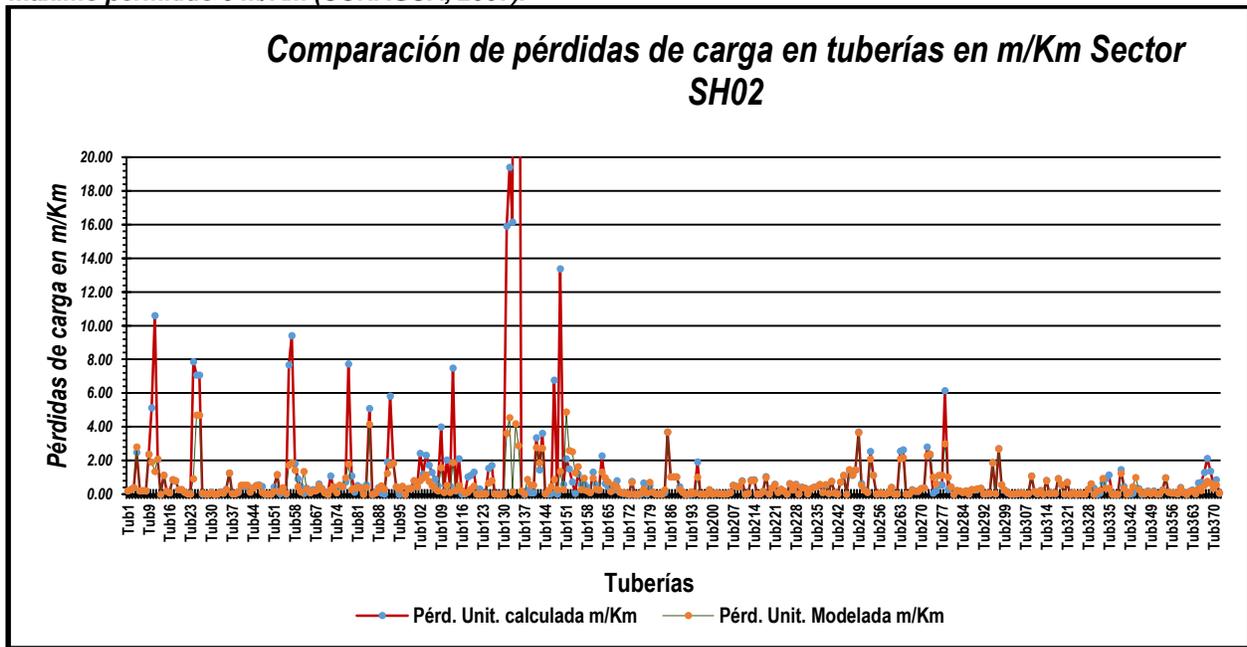
Gráfica 5.2.2.1. Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los Pozo# 12, Pozo#13 y Pozo#16.



Gráfica 5.2.2.2. Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007).



Gráfica 5.2.2.3. Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).



Los nodos de análisis sin modelar están ubicados en la parte central del SH02 y forman una sección transversal de los nodos F444, N402, N249 y N250 ver Figura 5.2.3.1. La gráfica 5.2.2.4 muestra el comportamiento de las presiones en los nodos N001, N139, N142, N141 y N140.

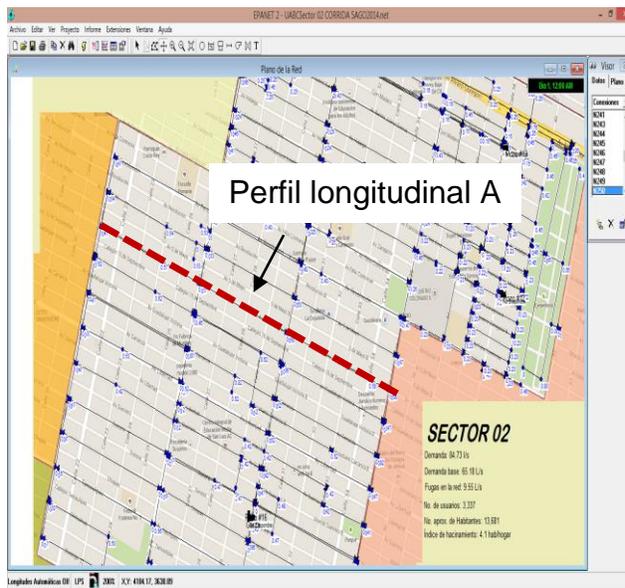
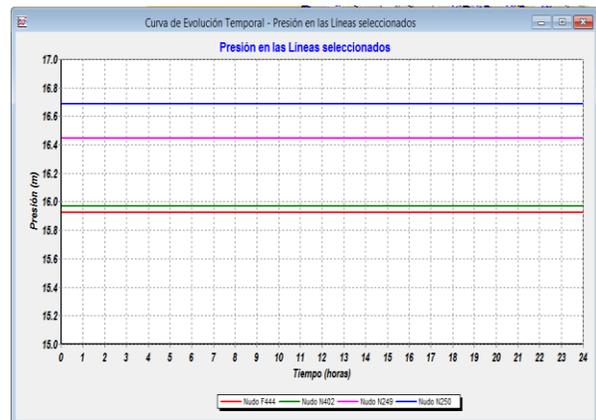


Figura 5.2.2.1. . Ubicación de la sección transversal (línea punteada roja) para el análisis de presiones en los nodos de una línea de conducción.

Gráfica 5.2.2.4. Comportamiento de la presión en los nodos en las líneas de conducción ubicadas en la Av. 16 de Sept. de la calle 21 a la calle 35.



La segunda sección transversal de la línea que va por toda la calle 30 desde el Cjón. A. Obregón a la Av. Tamaulipas, muestra el comportamiento de la presión en los nodos.

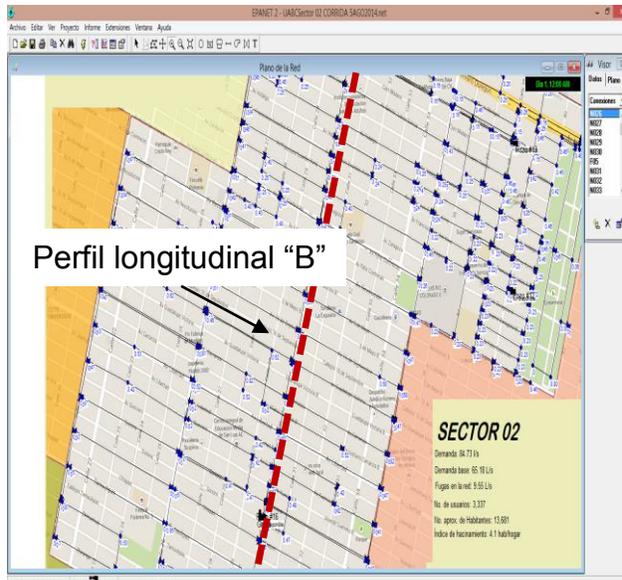
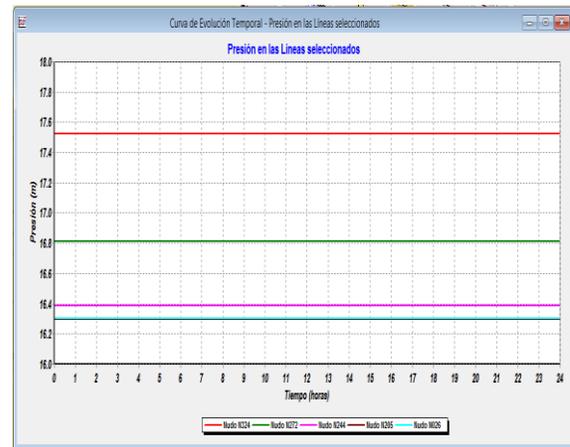


Figura 5.2.2.2. Sección transversal de la línea que va por toda la calle 30 desde el Cjón. A. Obregón a la Av. Tamaulipas, muestra el comportamiento de la presión en los nodos.

Gráfica 5.2.2.2. Comportamiento de la presión a lo largo de la línea N324-N026, observando que se encuentran entre 16.2 a 17.6 mca.



5.2.2 Discusión

El análisis de resultados arroja que el SH02 tiene muy pocos problemas en cuanto a presión en los nodos de demanda, es el sector con mayor estabilidad en cuanto a presión hidráulica, la mayoría de los nodos están dentro de los 15 y 22 mca. Pero, se recomiendan realizar varios cambios en la configuración del sector para resolver los problemas de presiones, velocidades y pérdidas de carga por m/Km en las líneas para eficientizarlo, las propuestas se enlistan en la tabla 5.2.4.1.

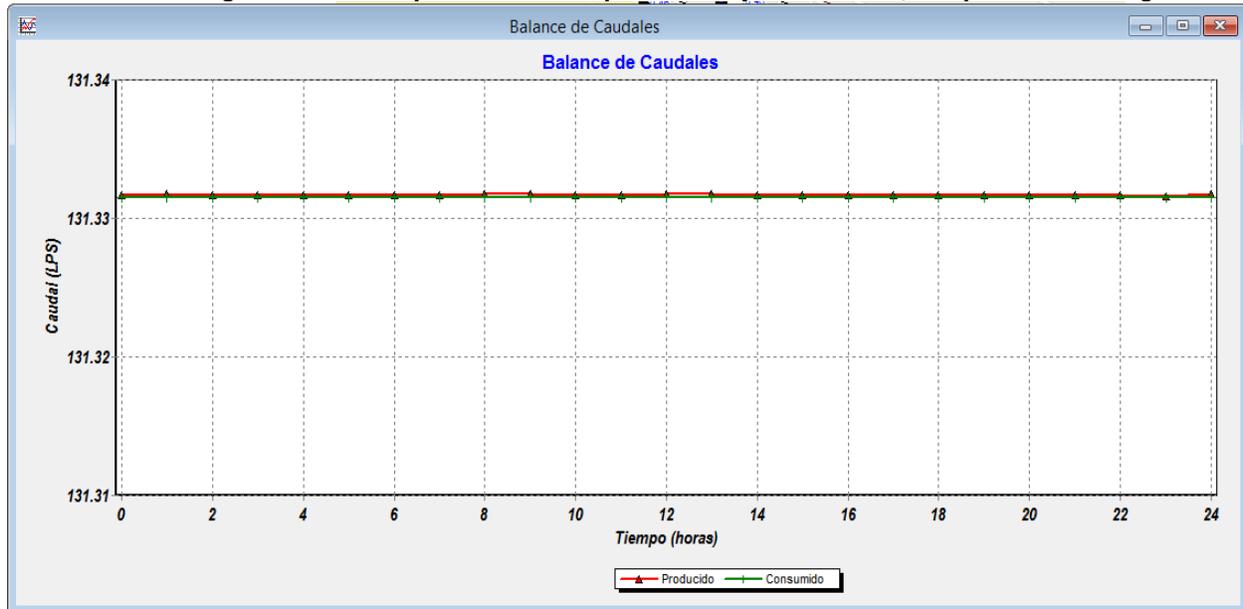
Con las sugerencias enlistadas en las tablas antes mencionadas, si se llevan a cabo el SH02 mejorará su eficiencia, principalmente en el deterioro de la tubería por tener valores de pérdida de carga muy altas. Se mencionó con anterioridad, la mayoría de los nodos están dentro del rango de presiones establecidas, los cambios sugeridos son para nivelar las presiones en los nodos que no están dentro de los límites.

En las siguientes gráficas 5.2.2.3 y 5.2.2.4 se muestran las mejoras al SH02.

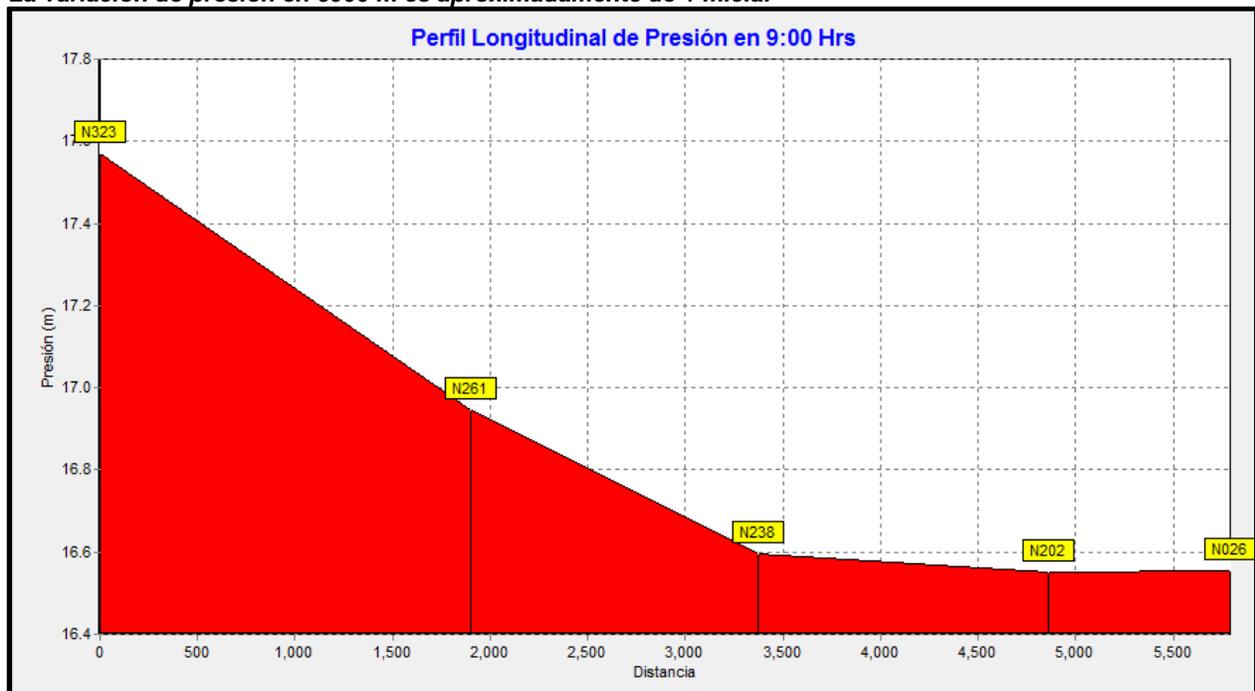
Tabla 5.2.2.5. Recomendaciones para mejorar la eficiencia de las tuberías de conducción de agua que están fuera de los límites establecidos para la red de distribución de agua de SLRC en el sector hidrométrico 02.

| Ubicación de la tubería | Ø pulg | Observaciones | Escenario 1 Solución 1 | Escenario 1 Solución 2 |
|--|--------|--|---|--|
| Av. Vicente Guerrero y entre calles 29 y 30 (TUB278) | 34 | Las pérdidas de carga están fuera de rango. | Reemplazar la tubería por una de Ø= 4 pulg. | Reforzar la tubería por lo menos con un tubo de Ø= 2 pulg en paralelo. |
| Calle 38 entre Av. E. Kino A y Av. E. Kino B (TUB147) | 3 | Las pérdidas de carga están fuera de rango. | Reemplazar la tubería por una de Ø= 4 pulg. Cambiar la reducción de Ø= 3 pulg por un Ø= 4 pulg en el tubo de Ø= 6 pulg | |
| De Av. E. Kino a Av. I. Zaragoza y calle 39 (TUB133, TUB134, TUB135 y TUB149) | 4 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Reemplazar la tubería por una de Ø= 8 pulg.. Se sugiere cambiar la tubería desde la Av. Kino hasta la Av. Zaragoza, al igual que la salida del pozo. | |
| DE Av. A. Obregón a el Cjón. A. Obregón y calle 39. G (TUB78) | 3 | Las pérdidas de carga están fuera de rango | Reemplazar la línea por un Ø=4 pulg. | Se puede reforzar con una línea adicional de 2pulg. |
| Por la Av. A. Obregón de la calle 38 a la 39 (TUB24, 25 Y 26) | 3 | Las pérdidas de carga están fuera de rango | Reforzar la tubería con un tubo de Ø= 3 pulg.desde la Av.. Obregón hasta el Cjón. Obregón y calle 37 con el tubo de 3 pulg. | |
| Av. I. Madero y Calle 36 (TUB56 Y 57) | 3 | Las pérdidas de carga están fuera de rango | Reemplazar la tubería por una de Ø= 6 pulg. para disminuir el estrangulamiento | |
| De la Av. Sonora A a la Av. Sonora B y calle 30 (TUB11 y TUB10) | 8 | Las pérdidas de carga están fuera de rango | Reemplazar la conexión al Pozo #16 con tubería de Ø= 10 pulg y hacer también en cambio por el mismo diámetro la línea Tub11. | |
| En la Av. Hidalgo y Calle 40 entrada poniente del Panteón Municipal (TUB92) | 3 | Las pérdidas de carga están fuera de rango | Reemplazar por un tubo de Ø= 4 pulg | Reforzar con una línea paralela de al menos Ø= 2 pulg |
| De la calle 28 hasta la calle 38 (TUB24, 27, 365, 367y 368) por el Cjón. Internacional | 3 | Se sugiere el cambio para aumentar la presión e igualarla al resto del sector por lo que se sugiere cambiar todo la línea. | Reemplazar por una tubería de Ø= 4 pulg | |

Gráfica 5.2.2.5. La gráfica muestra que los caudales producidos y consumidos, son prácticamente iguales.



Gráfica 5.2.2.6. Perfil longitudinal del comportamiento de la presión a lo largo de la sección transversal "B". La variación de presión en 6000 m es aproximadamente de 1 m.c.a.



5.2.3 Sector hidrométrico 03

Al igual que el SH02 este sector tiene una topografía muy plana, por lo que los nodos tendrán cota cero.

En la siguiente tabla 5.2.5.1 se muestran los cálculos hidráulicos y de población para el SH03:

Tabla 5.2.2.6. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

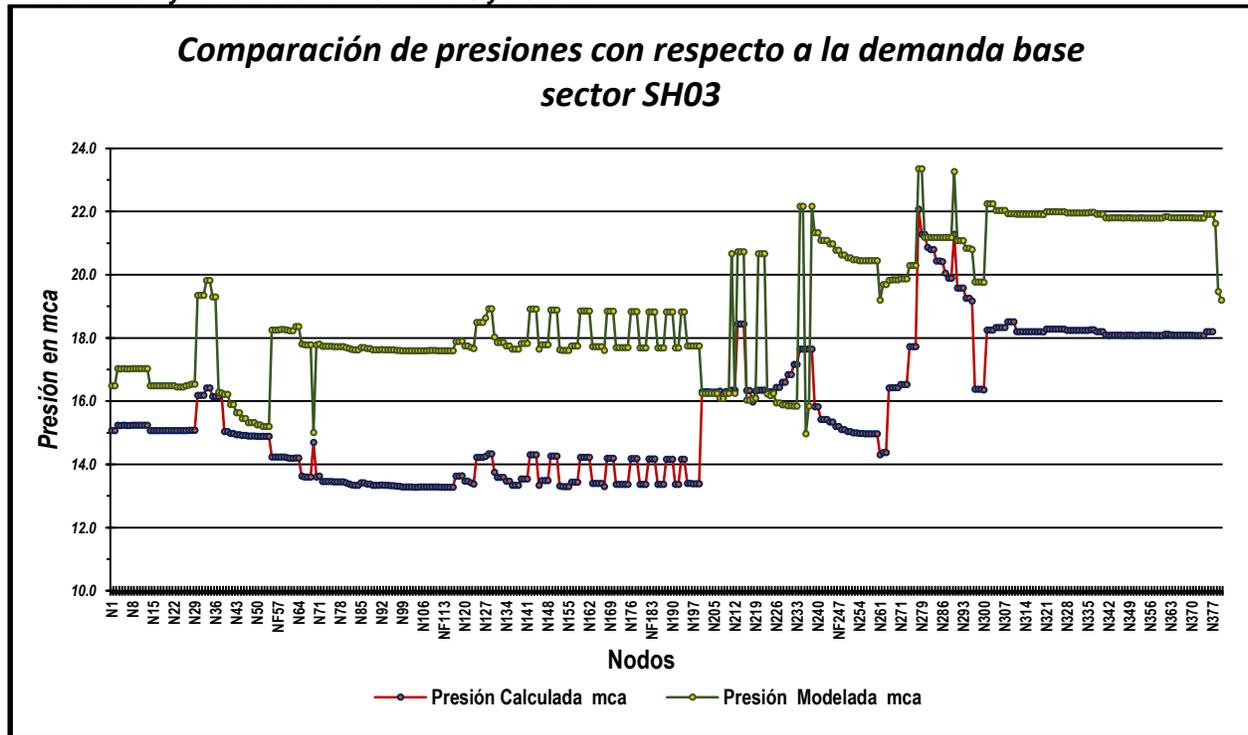
| Datos del Sector hidrométrico 03 | | |
|---------------------------------------|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 70.03 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 16.16 | L/s |
| Gasto medio: | 53.87 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 75.41 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 116.89 | L/s |
| Coeficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coeficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 48,076.91 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 2,758 | |
| Índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total aproximado de habitantes: | 11,307 | |

El Gasto Medio es la demanda base del sector con la que se inicia la modelación. Para mostrar los resultados se seguirá el mismo procedimiento que el SH01.

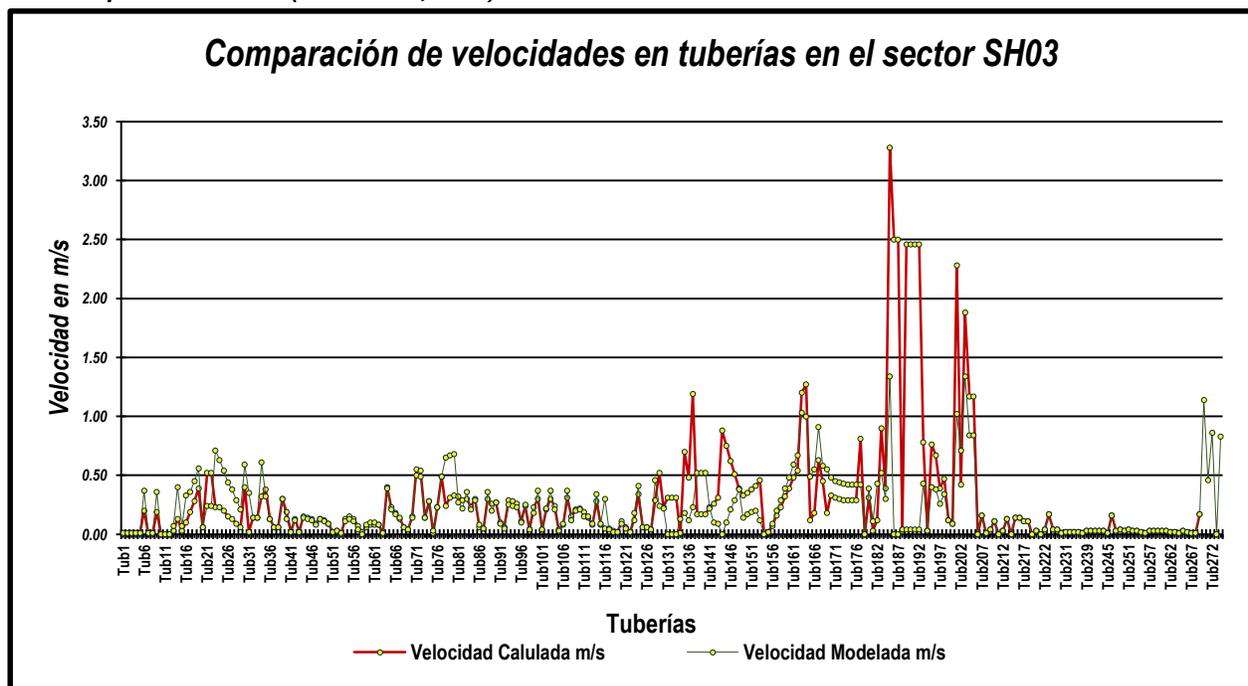
Los resultados calculados por EPANET del análisis de períodos extendidos son las presiones en los nodos, velocidades en tuberías, gastos, pérdidas de carga y su demanda máxima horaria se encuentran en el anexo 7h y los resultados hidráulicos de las tuberías en el anexo 7i.

Con la información de los resultados determinados por EPANET se realiza el análisis de las presiones en los nodos así como las velocidades y las pérdidas de carga en las tuberías a partir de la demanda máxima horaria, la comparación se visualiza en las gráficas 5.2.5.1, 5.2.5.2, 5.2.5.3 y la 5.2.5.4.

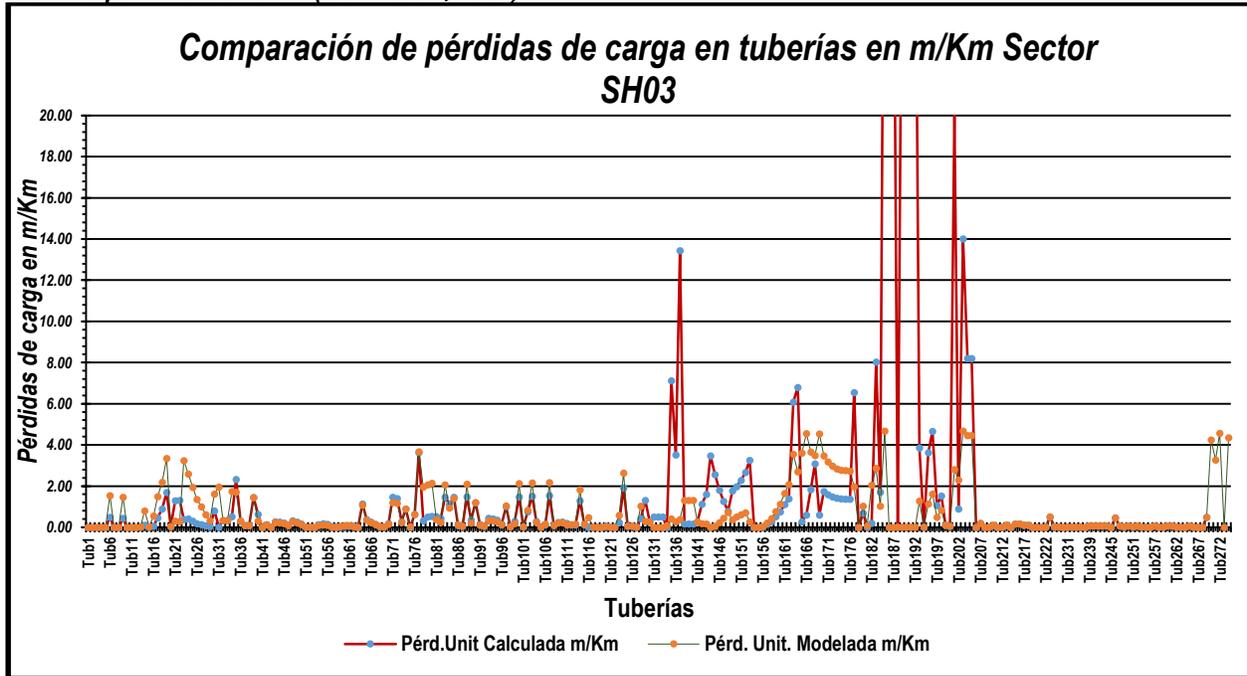
Gráfica 5.2.2.1. Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los Pozo# 9 y Pozo#24



Gráfica 5.2.2.2. Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007).



Gráfica 5.2.2.3. Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).



El comportamiento de las presiones al utilizar el patrón de demanda de la CONAGUA, se puede observar que en los resultados del Perfil A, que a las 9:00 Hrs. las presiones bajan hasta cerca de 5 mca y se estabilizan a las 17:00 Hrs. Lo mismo sucede en el perfil "B", las presiones a las 9:00 Hrs están por debajo de los 4 mca.

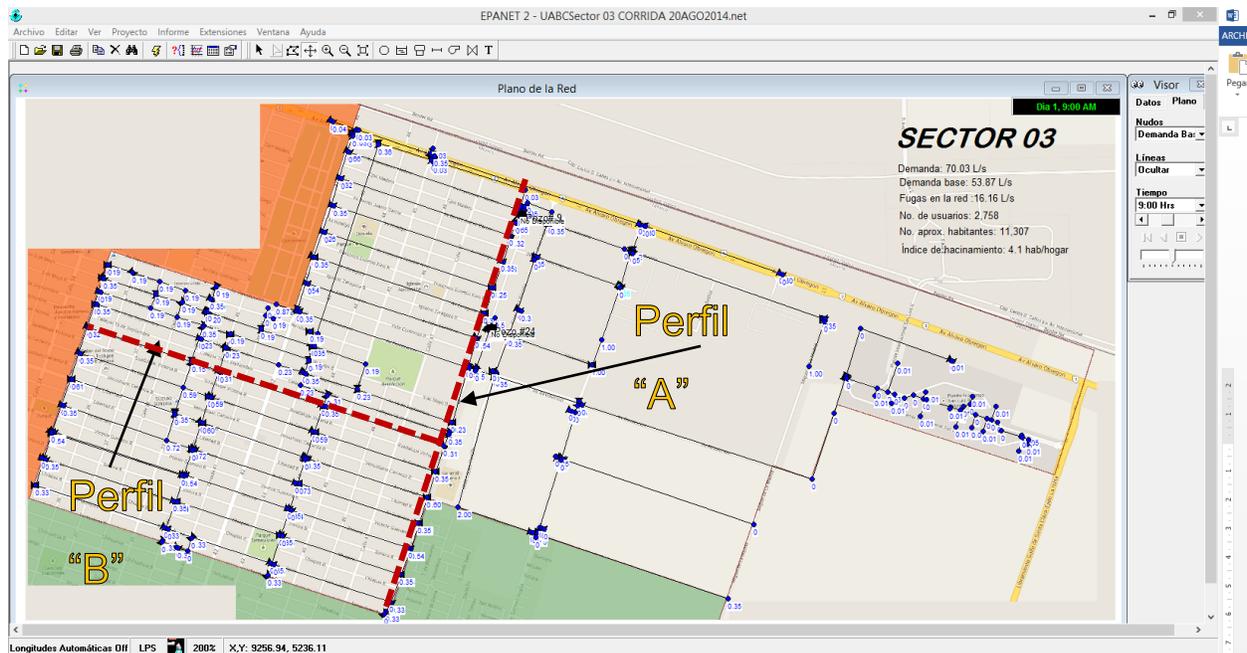
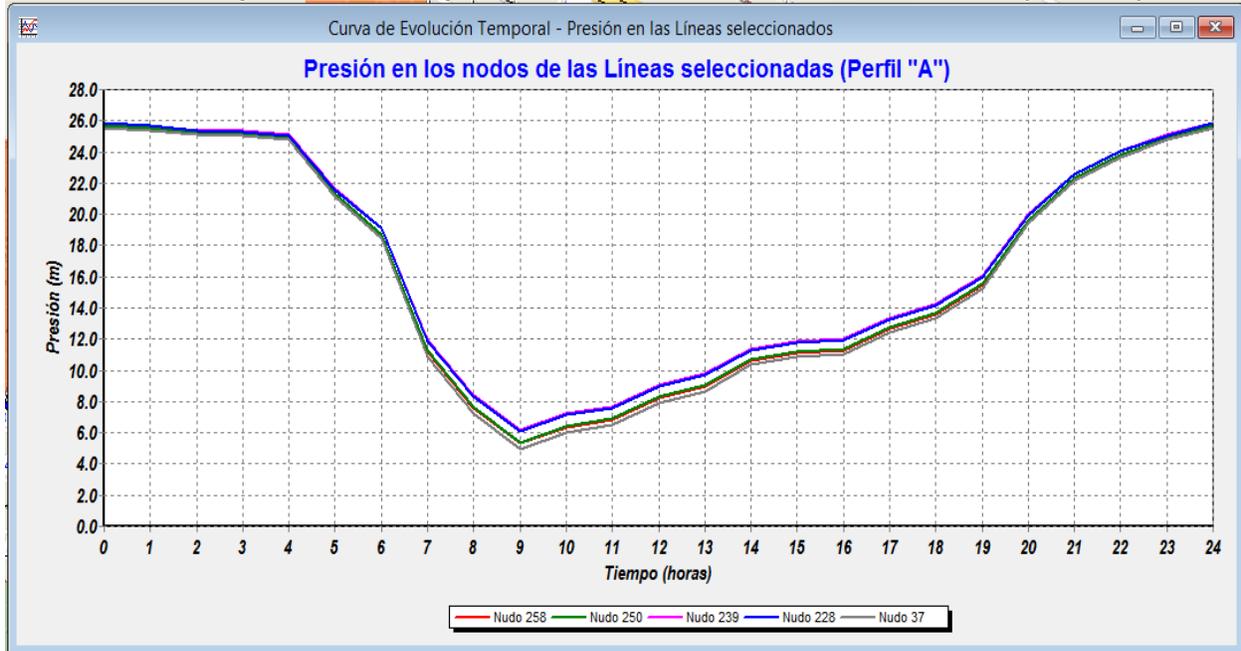
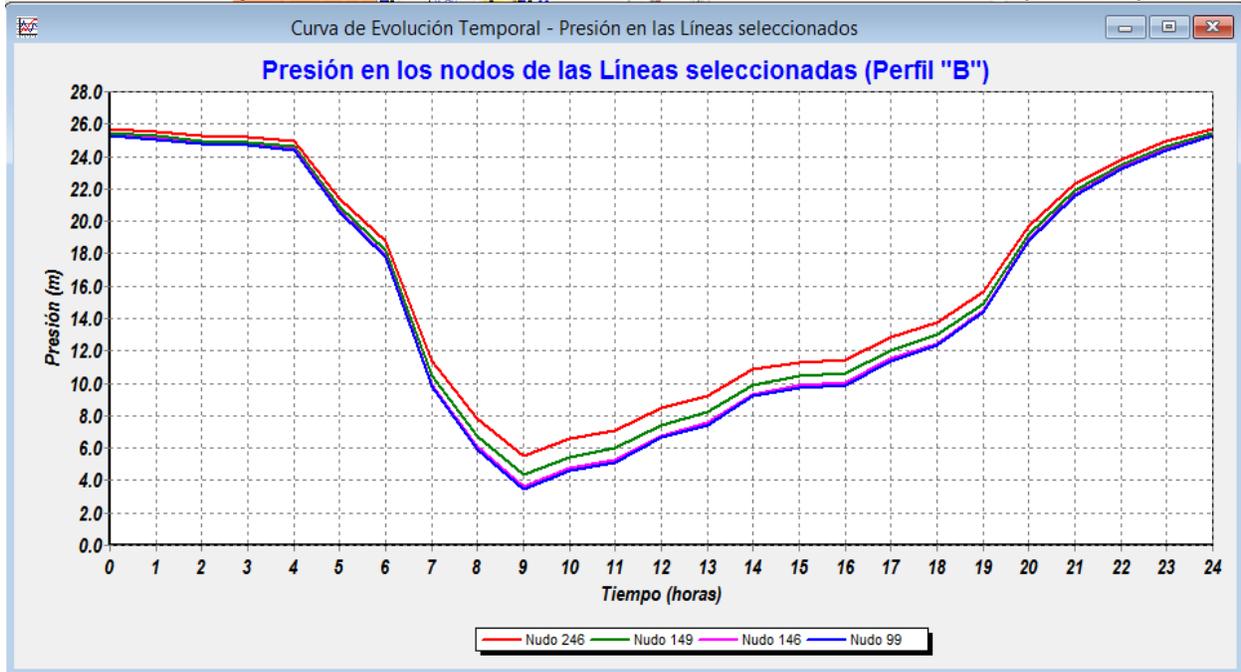


Figura 5.2.2.3 Ubicación de los perfiles "A" y "B" en el SH03 (línea punteada roja) para el análisis de presiones en los nodos de una línea de conducción.

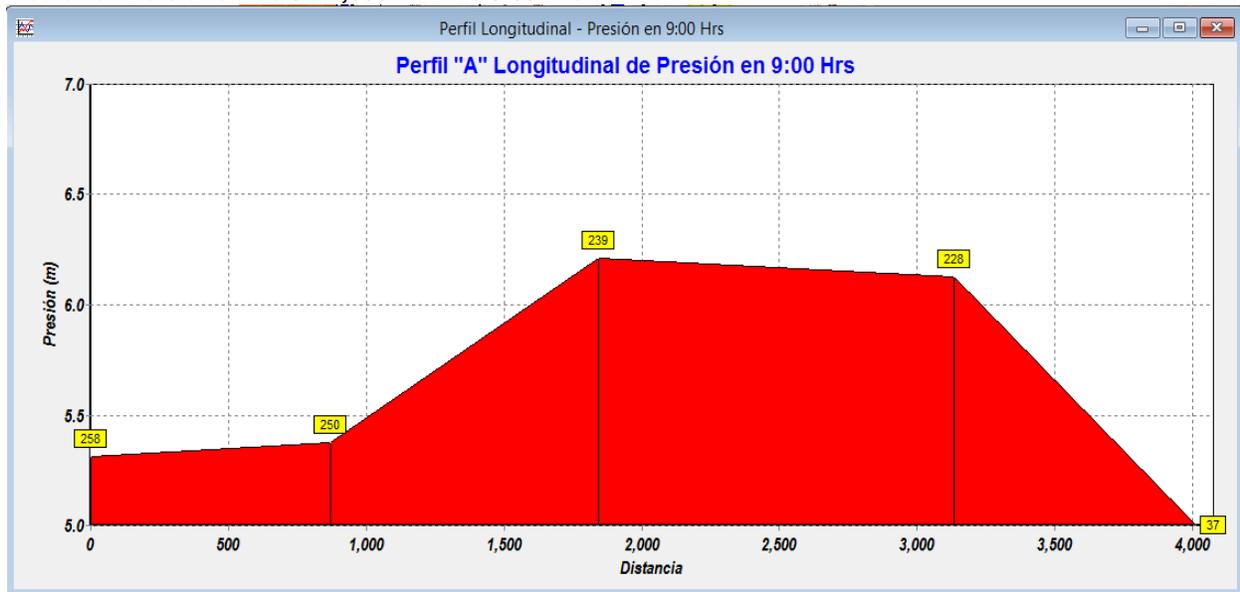
Gráfica 5.2.2.4. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "A").



Gráfica 5.2.2.5. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "B").



Gráfica 5.2.2.6 El perfil "A" Longitudinal de presiones, nos indica que la presión varía en un rango de 5.4 a 6.2 mca en una distancia de 0 a 4,000 m. a las 9:00 Hrs.



5.2.4 Discusión

Con el análisis de los resultados se buscarán las mejoras en la configuración de este sector y resolver el problema de las bajas presiones, velocidades de flujo y las pérdidas de carga por m/Km en las líneas de conducción, con el fin de hacerlo más eficiente. Las propuestas se enlistan en las tablas 5.2.6.1, 5.2.6.2 y 5.2.6.3.

Tabla 5.2.2.7 Ubicación de la propuesta para cortes de tubería por medio de un tapón o una válvula de regulación.

| Tramo | Orientación | Bloquear con | Ø pulg | Corte en |
|--------|--|---|--------|--|
| Tub133 | Av. De la industria y Calle J. L. Portillo | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 8 | Antes del cruce con la tubería T182, en Av. De la Industria. |
| Tub186 | Lado oriente del canal secundario, calle 48 Av. Maquiladores | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 6 | Cerrar circulación hacia la Av. Maquiladores, lado oeste. |
| Tub144 | En Av. Revolución y calle 48 lado Poniente del canal de la CONAGUA | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 8 | Al norte de la Av. Revolución por la calle 48.. |
| Tub153 | En Av. Revolución y calle 48 lado Poniente del canal de la CONAGUA | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 3 | Por la Av. Revolución lado Este pasando el puente del Canal de la CONAGUA. |
| Tub204 | En Av. Revolución y calle J.L. Portillo | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 6 | Lado norte a lo largo de la Calle J.L Portillo |

Tabla 5.2.2.2. Recomendaciones para mejorar la eficiencia de las tuberías de conducción de agua que están fuera de los límites establecidos para la red de distribución de agua de SLRC en el sector hidrométrico 03.

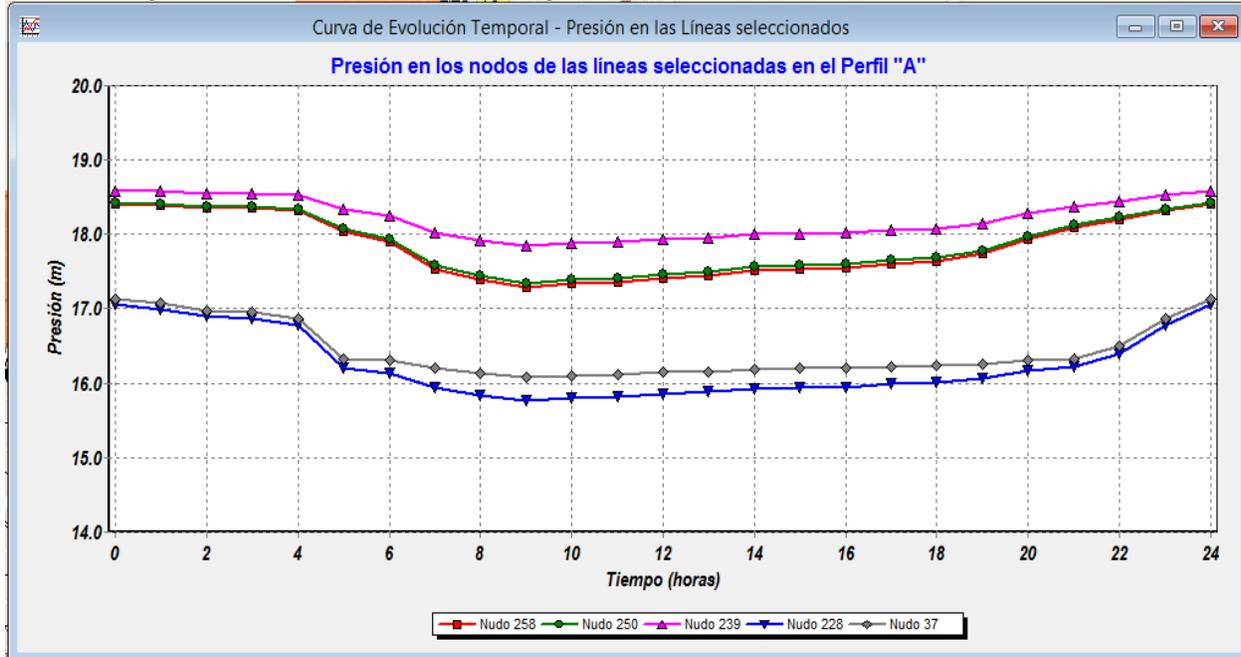
| Ubicación de la tubería | Ø pulg | Observaciones | Escenario 1 Solución 1 | Escenario 1 Solución 2 |
|--|--------|---|--|------------------------|
| La línea Tub185 a la salida del pozo#24 | 8 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Reemplazar la tubería por una de Ø=12 pulg. | |
| La línea Tub203 se encuentra del lado oriente del canal secundario, calle 48 y Av. Félix Contreras | 8 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Reemplazar la tubería por una de Ø=12 pulg. | |
| Línea Tub201 por la Av. Revolución y 48, lado oriente del canal secundario. | 8 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Reemplazar la tubería por una de Ø=12 pulg. | |
| La línea Tub164 Calle 48 entre la Av. Revolución y Av. 5 de Mayo | 8 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Reemplazar la línea por un Ø= 10 pulg. | |
| Línea Tub153 en Av. Revolución entre Calle 45 y 46 | 3 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los | Reforzar la tubería con un tubo de Ø= 6 pulg. | |
| Línea Tub272 y Tub274 en Av. 5 de Mayo entre calle 43 y 48 | 6 | No hay línea de conducción | Instalar una línea de refuerzo con tubería de Ø= 6 pulg. y conectar a la línea Tub164 | |
| Línea Tub273 de la Av. Revolución a la Av. 5 de Mayo por la Calle 45 | 3 | No hay línea de conducción | Instalar una línea de refuerzo con tubería de Ø= 3 pulg. y conectar entre los nodos 261 y 380 para unir la Av. Revolución y la Av. 5 de Mayo | |

Tabla 5.2.2.3 Ubicación de la propuesta de la instalación de las válvulas reductoras de presión.

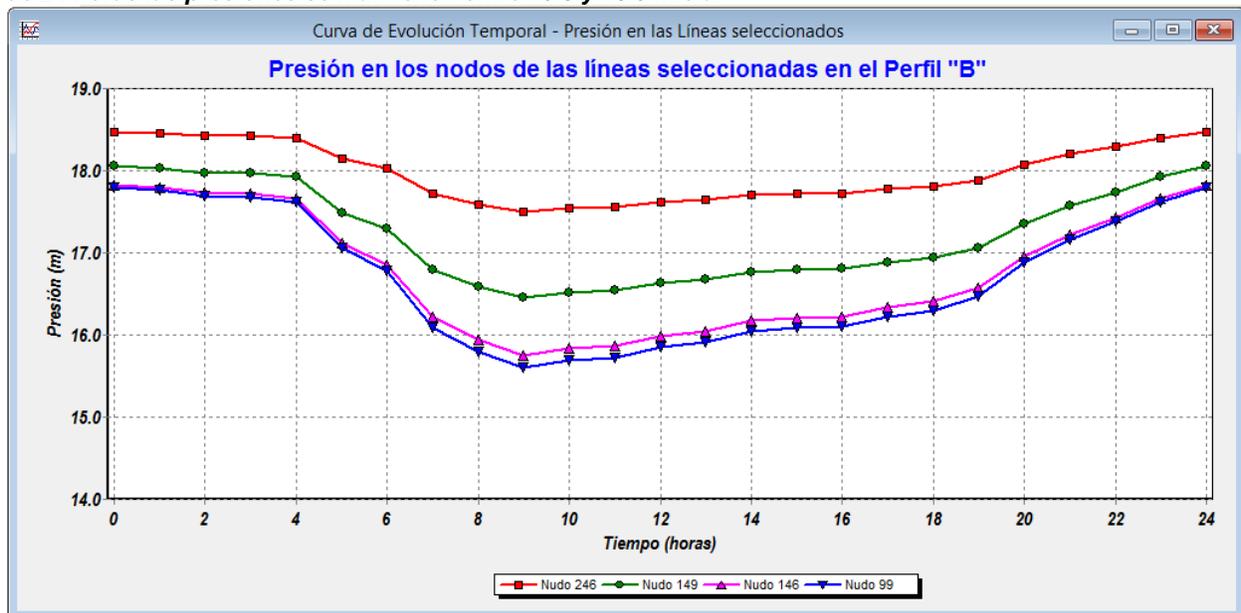
| Ubicación de válvulas reductoras de presión | Cantidad | Ø pulgadas | Orientación | Observaciones |
|---|----------|------------|---|--|
| Lado oriente del canal secundario, calle 48 y Av. Félix Contreras | 1 | 12 | 20 m de distancia del pozo#24 del lado oriente del canal secundario, calle 48 y Av. Félix Contreras hacia el sur. | Instalar válvula reductora de presión con consigna de 19 mca |
| Av.Fco. I. Madero y calle 48 | 1 | 8 | A 15m de distancia del pozo#9 hacia el oriente. | Instalar válvula reductora de presión con consigna de 24 mca |

Si los cambios se llevan a cabo, las fugas de agua serán reducidas y se tendría un mejor control de las presiones en las tomas domiciliarias. Las gráficas siguientes muestran la mejoría en los nodos de demanda y en las tuberías y corresponden a los perfiles mostrados en las gráficas 5.2.2.7 y 5.2.2.8

Gráfica 5.2.2.9 Modelado del Perfil "A" si ocurren los cambios sugeridos. Se puede observar que a lo largo de 24 horas las presiones se mantienen entre 15.8 y 18.5 m.c.a.



Gráfica 5.2.2.10 Modelado del Perfil "B" si ocurren los cambios sugeridos. Se puede observar que a lo largo de 24 horas las presiones se mantienen entre 15.8 y 18.5 m.c.a.



5.2.5 Sector hidrométrico 04

En este sector la topografía es muy irregular en la parte noroeste, donde podemos encontrar desniveles desde 0 a 18 metros, debido a que se encuentra en las orillas del antiguo lecho del Río Colorado. Por lo que se tienen problemas de presiones altas en la parte baja de la zona noroeste.

La siguiente tabla muestra los cálculos hidráulicos generales para este SH04.

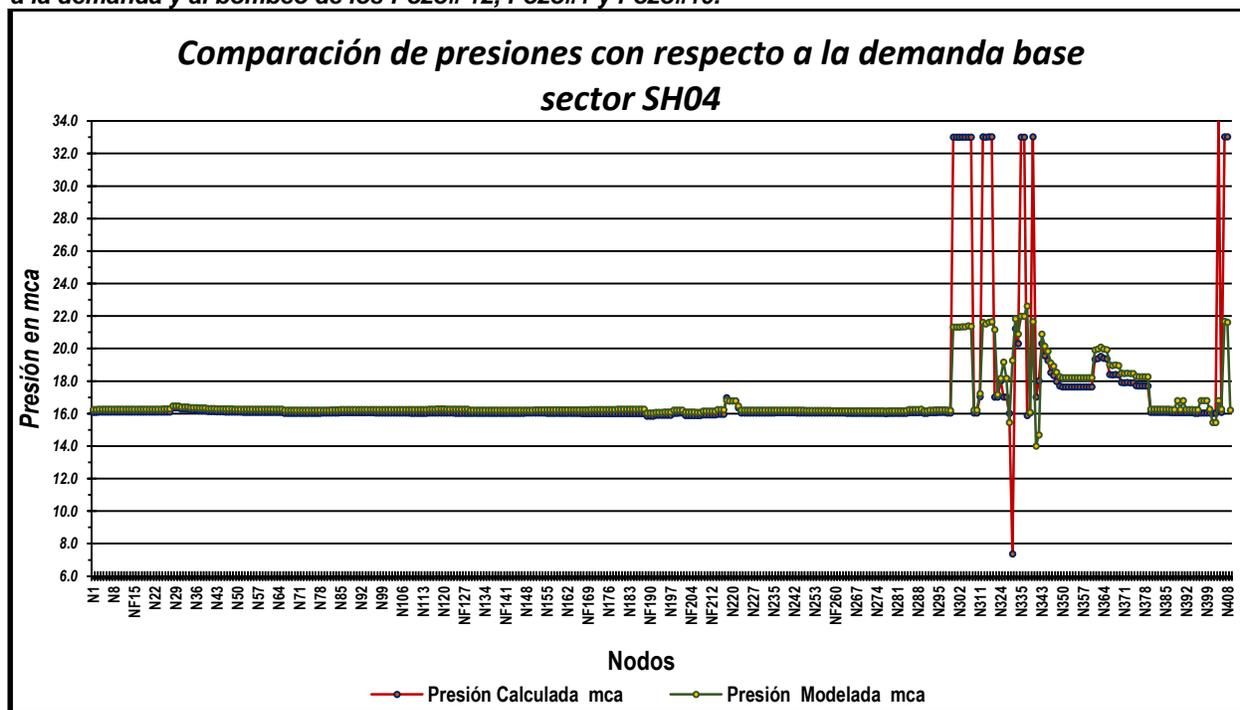
Tabla 5.2.2.8. I. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

| Datos del Sector hidrométrico 04 | | |
|---|----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 69.40 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1,687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 16.02 | L/s |
| Gasto medio: | 53.38 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 74.74 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 115.84 | L/s |
| Coeficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coeficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 67,400.0 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 2,733 | |
| Índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total aproximado de habitantes: | 11,206 | |

Los resultados hidráulicos de las tuberías a partir de los datos introducidos con los que se alimentó el modelo matemático programado en EPANET se encuentran en el anexo 7j y los resultados del análisis de períodos extendidos son las presiones en los nodos, velocidades en tuberías, gastos, pérdidas de carga y su demanda máxima horaria en el anexo 7k.

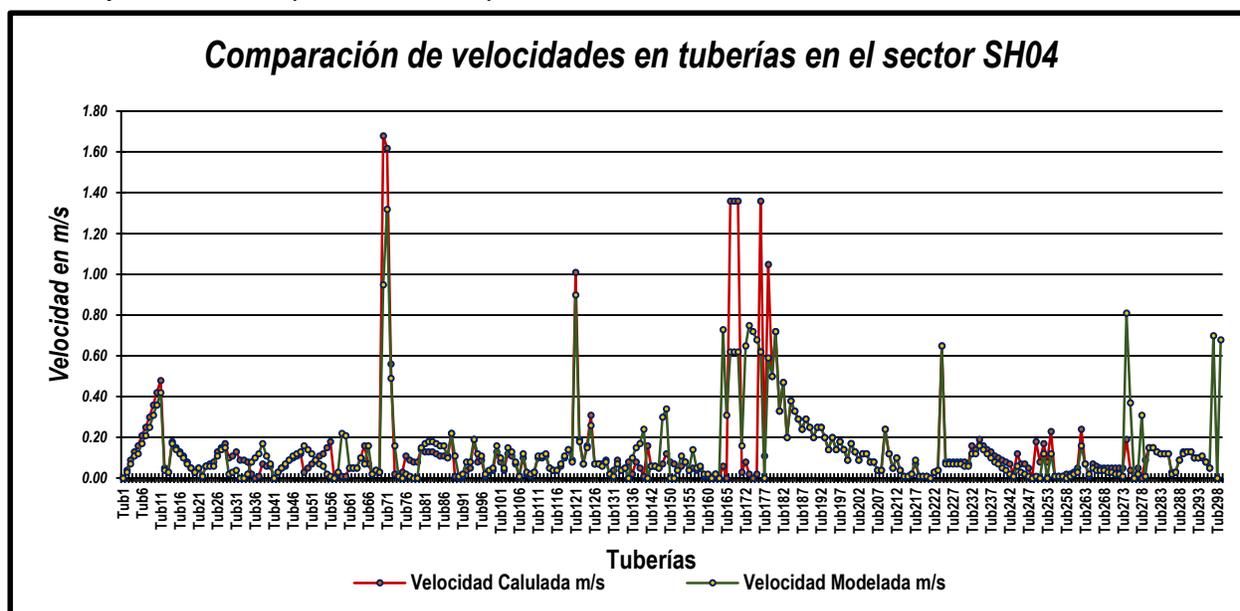
Con la información de los resultados determinados por EPANET se realiza el análisis de las presiones en los nodos así como las velocidades y las pérdidas de carga en las tuberías a partir de la demanda máxima horaria, la comparación se visualiza en las gráficas 5.2.2.11, 5.2.2.12 y 5.2.2.3.

Gráfica 5.2.2.1. Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los Pozo# 12, Pozo#1 y Pozo#10.

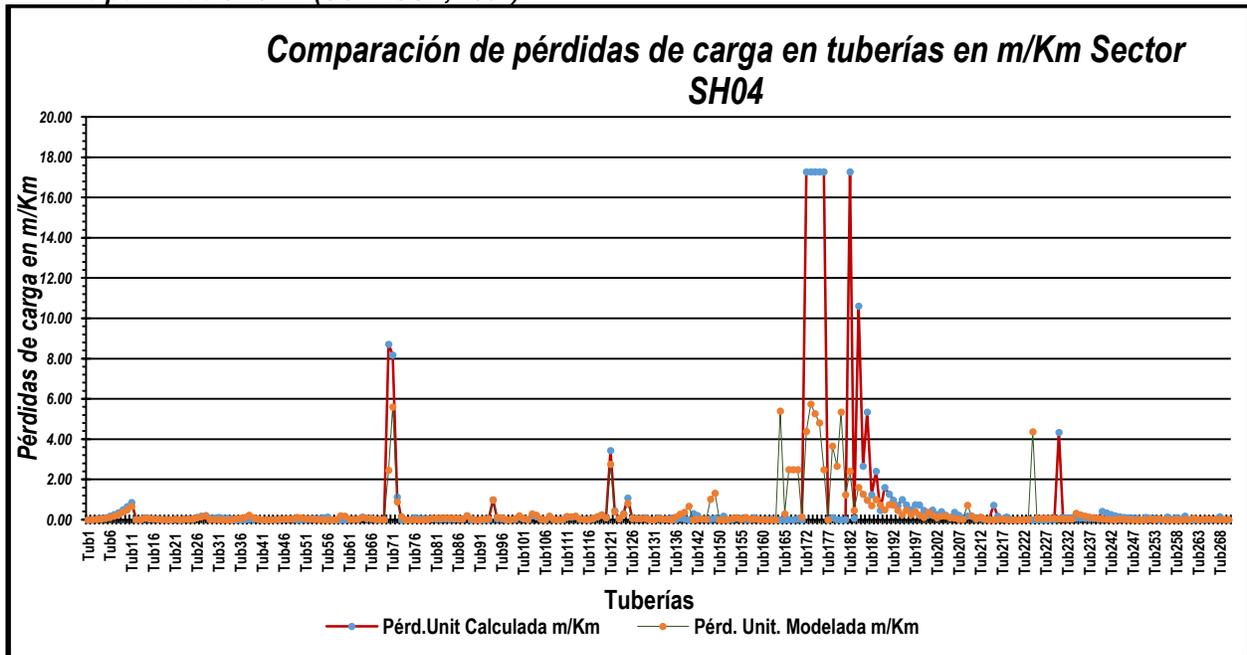


En la gráfica anterior se observa que algunos nodos no están dentro del rango, pero resulta muy costoso nivelar las presiones con 5 válvulas reguladoras de presión y en avenidas y calles pavimentadas, por lo tanto, queda a consideración del organismo operador si acepta estos cambios.

Gráfica 5.2.2.2. Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007).



Gráfica 5.2.2.3. Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).



Siguiendo la metodología, en el sector se trazan dos perfiles “A” y “B” ver Figura 5.2.2.4, Gráfica 5.2.2.13, 5.2.2.14, y 5.2.2.15, procurando sean en la parte central del sector (puede ser en cualquier lugar y sentido) para contrastar la información sobre las presiones y ver su comportamiento. El simulador marca un error cuando se corre con las dos bombas encendidas, por lo que se prueba primero con la bomba del pozo#1 y posteriormente con la bomba del pozo#10.

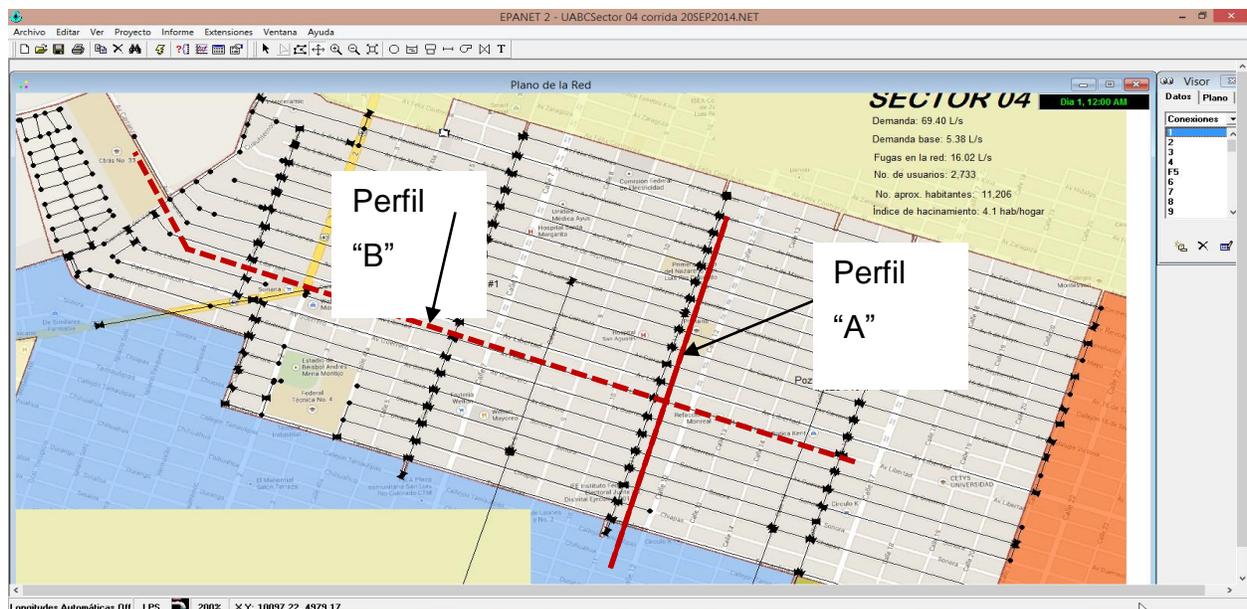
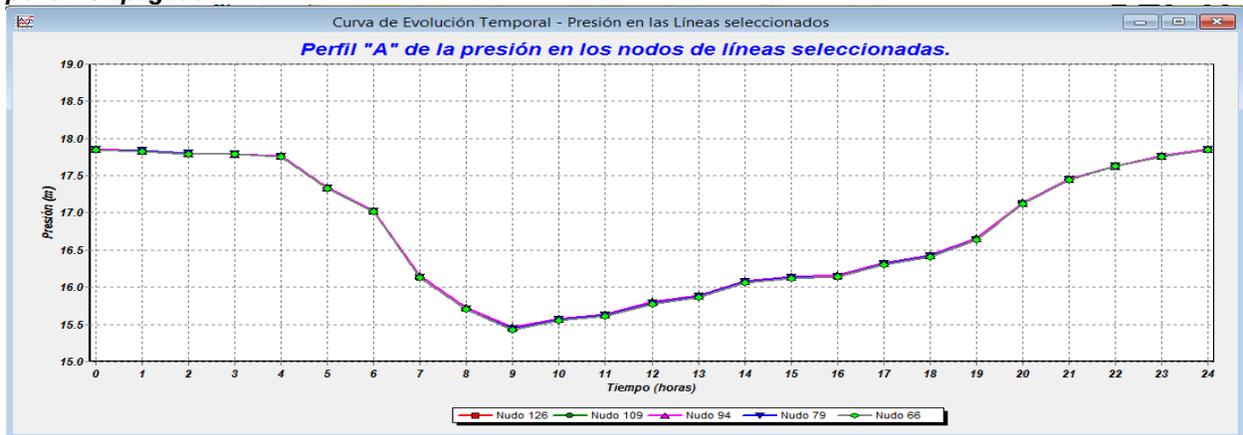
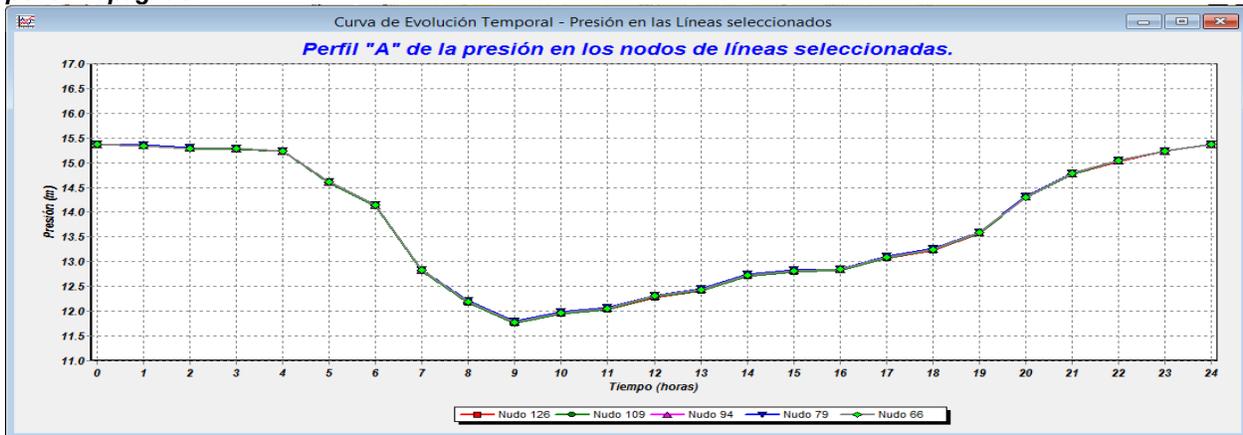


Figura 5.2.2.5. Ubicación de las secciones transversales (línea punteada roja) para el análisis de presiones en los nodos de una línea de conducción.

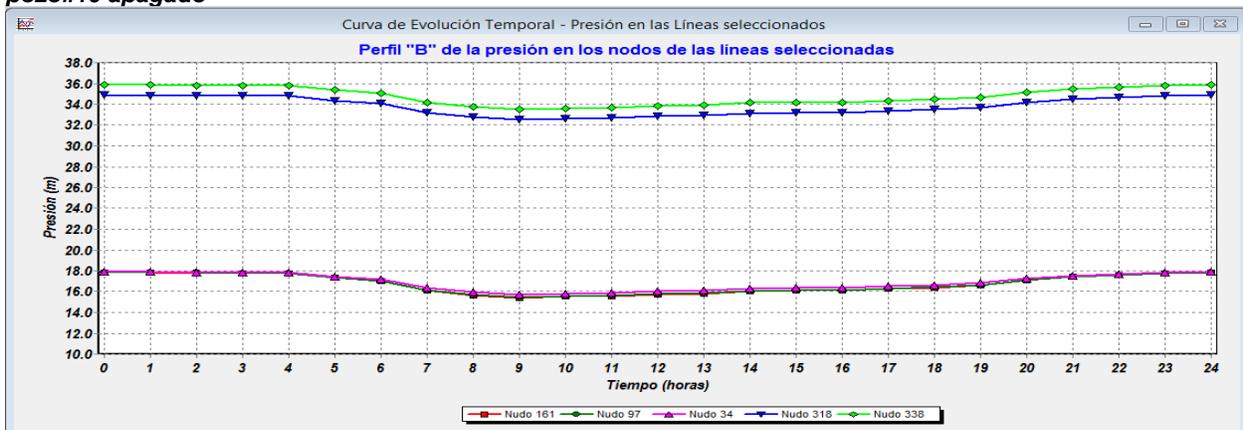
Gráfica 5.2.2.16. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "A") con el pozo#10 apagado.



Gráfica 5.2.2.17. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "A") con el pozo#1 apagado.

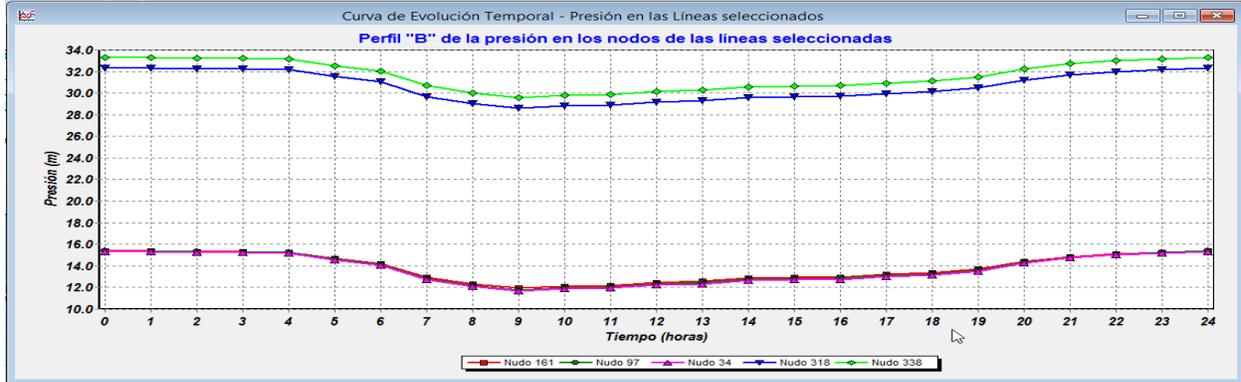


Gráfica 5.2.2.18. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "B") con el pozo#10 apagado.



En las gráficas podemos observar que el pozo#1 tiene un mayor rendimiento que el pozo#10, ya que las presiones son más elevadas.

Gráfica 5.2.2.19. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "B") con el pozo#1 apagado



5.2.6 Discusión

Al realizar la simulación del SH04 utilizando el factor de máxima demanda horaria recomendada por la CONAGUA en el manual de diseño de redes de agua potable, se observa que el Pozo#1 tiene ejerce una mayor presión en las líneas de conducción que el Pozo#10. Esto se debe a que los gastos para cada pozo son 140 L/s y 80 L/s respectivamente. El sector podría trabajar bien con solo encender el pozo#1, el modelo muestra que las mínimas presiones que habrá en el horario máximo están arriba de los 15.2 mca en la parte alta del sector.

Por otra parte si sólo se enciende el pozo#10, en el horario de máxima demanda las 9:00 Hrs, la presión en todos los nodos de la parte alta descienden hasta 11 mca, en la parte noroeste en el lecho del antiguo Río Colorado, las presiones siguen siendo muy altas, arriba de los 28 mca.

El organismo operador trabaja con las dos bombas encendidas, para evitar que las presiones bajen de los 15 mca. Por lo tanto, la simulación se hará con el funcionamiento de las dos bombas. Para remediar estos problemas se sugieren algunas modificaciones a la red, que se plantean en las Tablas 5.2.2.9, 5.2.2.10 y 5.2.2.3.

Tabla 5.2.2.11. Recomendaciones para mejorar la eficiencia de las tuberías de conducción de agua que están fuera de los límites establecidos para la red de distribución de agua de SLRC en el sector hidrométrico 04

| Ubicación de la tubería | Ø pulg | Observaciones | Escenario 1 Solución 1 | Escenario 1 Solución 2 |
|--|--------|---|---|--|
| Desde la Calle Cuauhtémoc y Av. V. Guerrero hasta la intersección de la Av. Sonora y la Av. V. | 4 | Las velocidades y las pérdidas de carga están fuera de rango. | Reemplazar la tubería por una de Ø= 6 pulg. | Reforzar la tubería por lo menos con un tubo de Ø= 3 pulg en |
| De la intersección de la Av. Sonora y la Av. V. Guerrero hasta la primera calle del fraccionamiento que se encuentra en la parte baja de la Mesa Arenosa | 4 | Las velocidades y las pérdidas de carga están fuera de rango. | Reemplazar la tubería por una de Ø= 6 pulg. | Reforzar la tubería por lo menos con un tubo de Ø= 3 pulg en paralelo. |

Tabla 5.2.2.12 Recomendación de la instalación y Ubicación de las válvulas reductoras de presión.

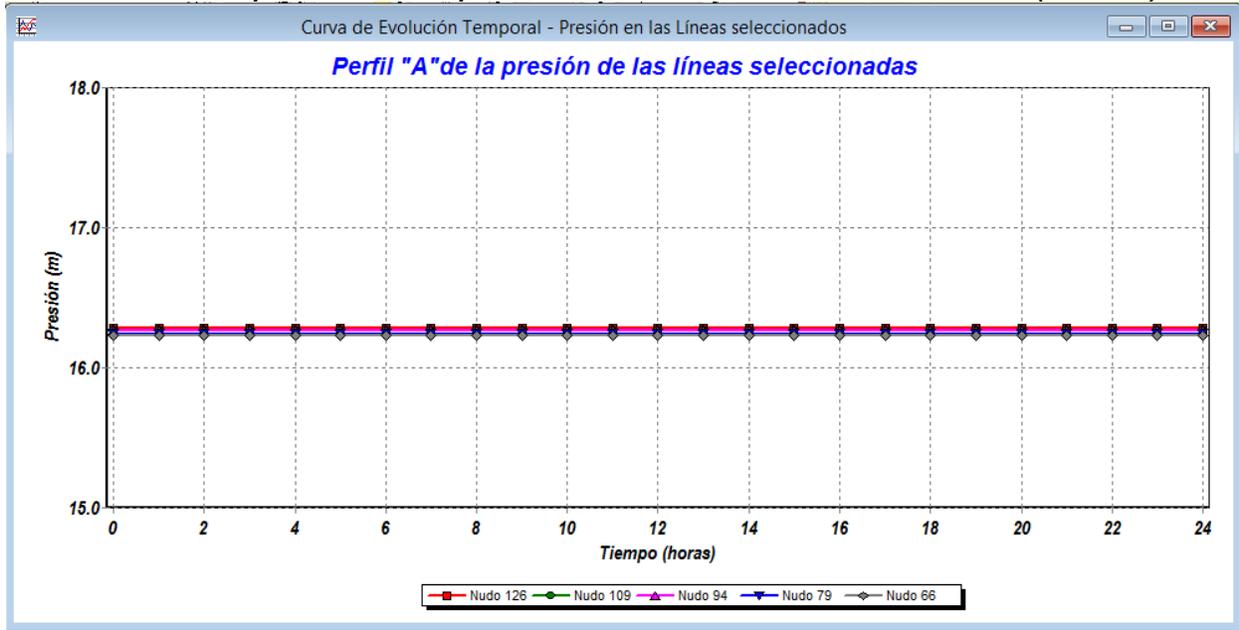
| Ubicación de válvulas reductoras de presión | Cantidad | Ø pulg | Orientación | Observaciones |
|--|----------|--------|---|---|
| Intersección de la Av. Sonora y la Av. V. Guerrero | 1 | 6 | Lado oeste, en dirección a Carr. del Valle | La consigna para esta válvula será de 10 mca, se instala en la línea que alimenta al fraccionamiento. |
| Intersección de la Av. Sonora y la Carr. del Valle | 1 | 4 | Lado Noreste en dirección al fracc. en el Tub172, también se puede instalar en el Tub175 que baja por Av. Sonora antes de intersectar la Carr. Valle. | La consigna para esta válvula será de 22 mca. |

Tabla 5.2.2.13. Ubicación propuesta de cortes en tuberías por medio de un tapón o válvula de regulación, SH01.

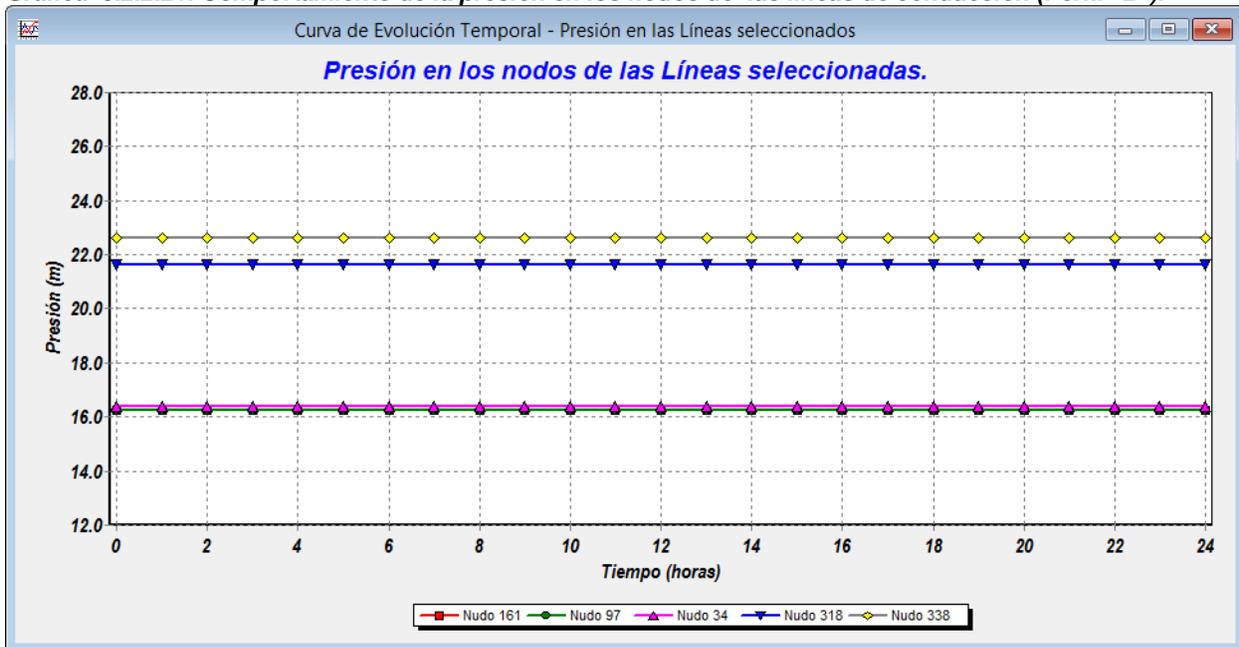
| Tramo | Orientación | Bloquear con | Ø pulg | Corte en |
|--------|--|---|--------|---|
| Tub135 | Cjón. Revolución y Carr. del Valle | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 4 | Antes del cruce con la tubería Tub134 y 136 que va por la Carr. del Valle. |
| Tub298 | Av. 5 de Mayo y Calle Cuauhtémoc | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 4 | Lado oeste, en dirección a Carr. del Valle a 50 m del Nodo28 |
| Tub160 | Intersección de Cjón Libertad y Av. Guerrero | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 4 | Corte o cierre en el lado oeste de la línea Tub160 |
| Tub177 | Cjón. Gpe. Victoria y Calle 1ra. | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 4 | Corte en el lado oeste del Tub177 que va sobre el Cjón. Gpe. Victoria |
| Tub150 | Av. V. Carranza y Calle 1ra. | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 4 | Corte a la mitad de la distancia en el lado oeste del Tub150 que va sobre la Av. V. Carranza. |
| Tub151 | Cjón. V. Carranza y Calle 1ra | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 4 | Corte a la mitad de la distancia en el lado oeste del Tub151 que va sobre el Cjón. V. Carranza. |
| Tub154 | Av. Libertad y 1ra. | Tapón ó válvula de regulación (Estado: Cerrada) | 4 | Corte a la mitad de la distancia en el lado oeste del Tub154 que va sobre la Av. Libertad. |

Si se llegan a realizar los cambios en el SH04 habrá más eficiencia para la distribución de agua, puesto que las fugas se reducirían y se tendría un control en las presiones de las tomas domiciliarias. Las gráficas siguientes muestran la mejora en los nodos y en las tuberías y corresponden a la misma sección transversal mostrada con anterioridad en la sección 5.2.7.

Gráfica 5.2.2.20. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "A").



Gráfica 5.2.2.21. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "B").



5.2.7 Sector hidrométrico 05

La topografía del SH05 es muy irregular en la parte Oeste y Noroeste, debido a que limita con el antiguo lecho del Río Colorado y presenta desniveles de hasta 18 metros, con respecto a la mesa arenosa donde habita más del 98% de la población del sector.

En la siguiente tabla se muestran los datos hidráulicos y poblacionales para el sector.

Tabla 5.2.2.14. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

| Datos del Sector hidrométrico 05 | | |
|---------------------------------------|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 78.87 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1,687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 18.20 | L/s |
| Gasto medio: | 60.67 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 84.94 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 131.65 | L/s |
| Coefficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coefficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 74,369.96 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 3,106 | |
| Índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total aproximado de habitantes: | 12,735 | |

El Gasto Medio es la demanda base del sector con la que se inicia la modelación. Para mostrar los resultados se seguirá el mismo procedimiento igual a los sectores anteriores. Los resultados se encuentran en el anexo 7l y 7m.

En el análisis de los perfiles “A”, “B” y “C” en la figura 5.2.2.6 se puede observar que las presiones están muy elevadas, por lo tanto, se tendrán que realizar las modificaciones al sector para ajustarlas a los límites que requiere el organismo operador.

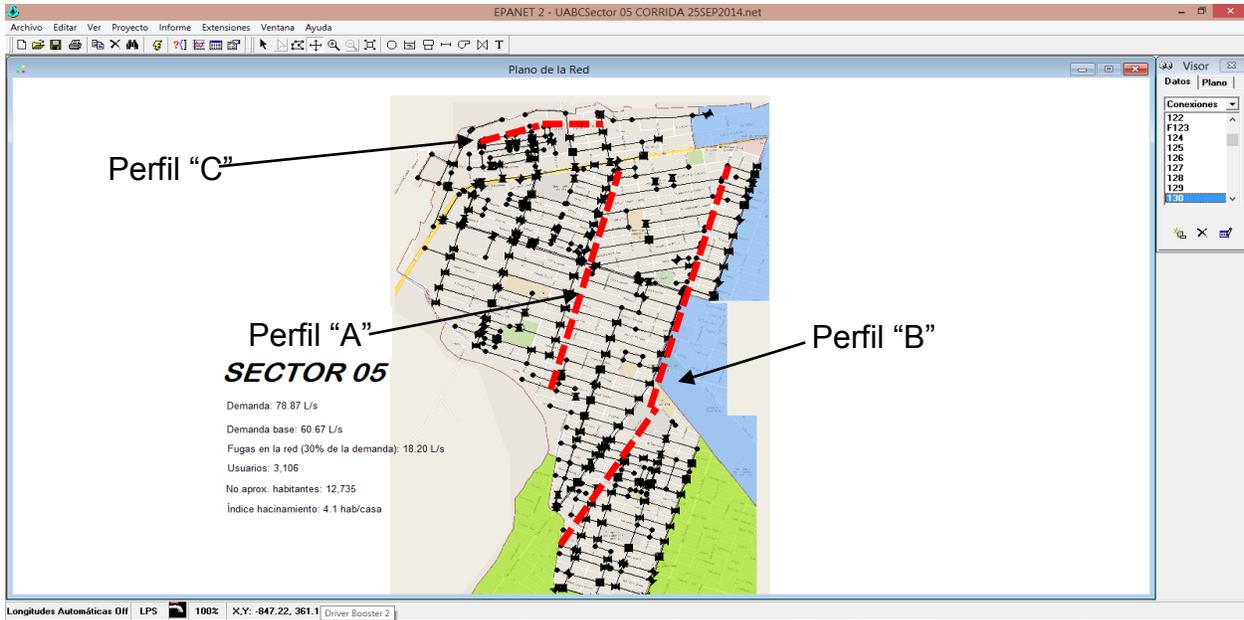
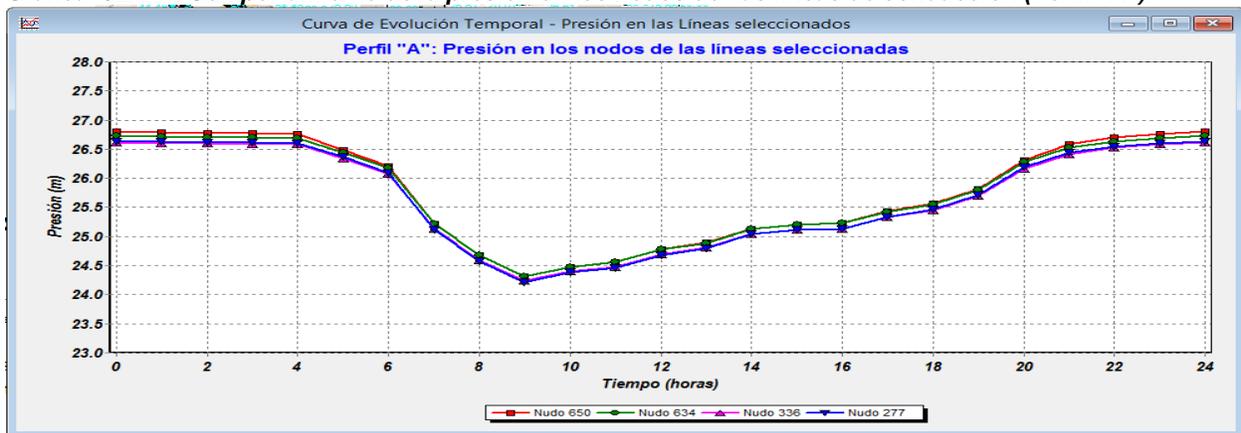
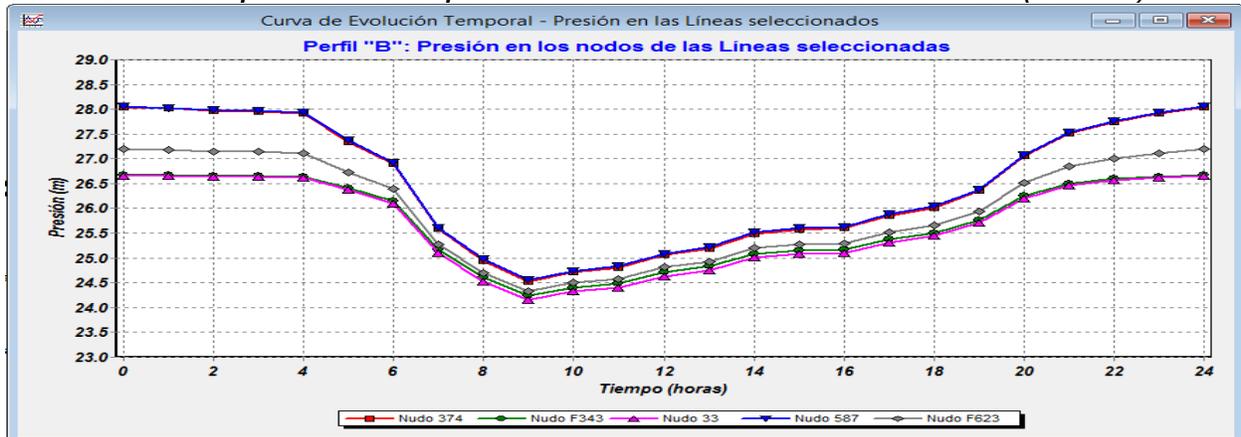


Figura 5.2.2.7 Ubicación de los perfiles "A", "B" y "C" (línea punteada roja) para el análisis de la evolución de la presión en los nodos en un período de 24 horas.

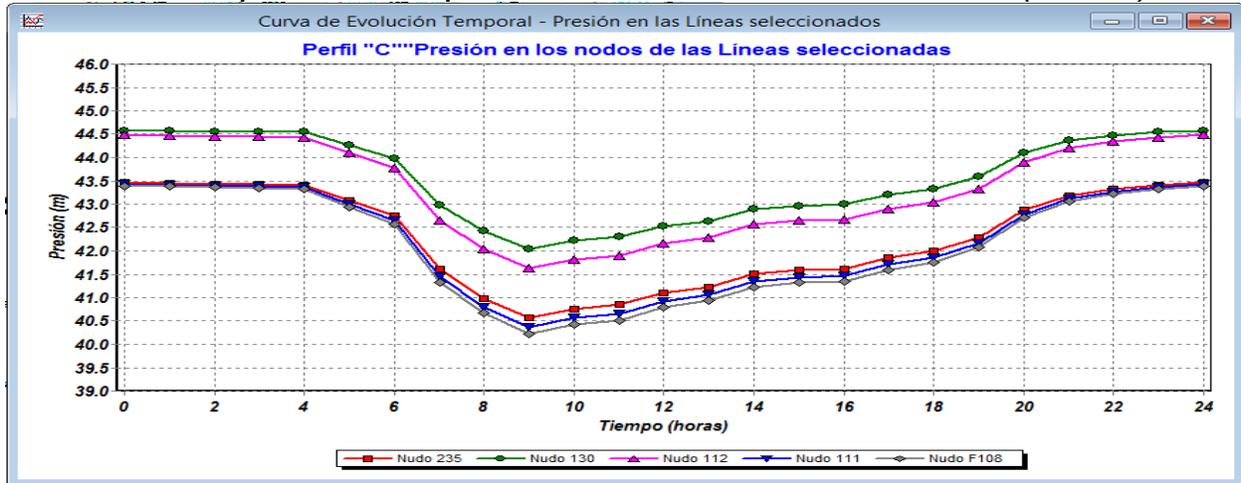
Gráfica 5.2.2.4. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "A").



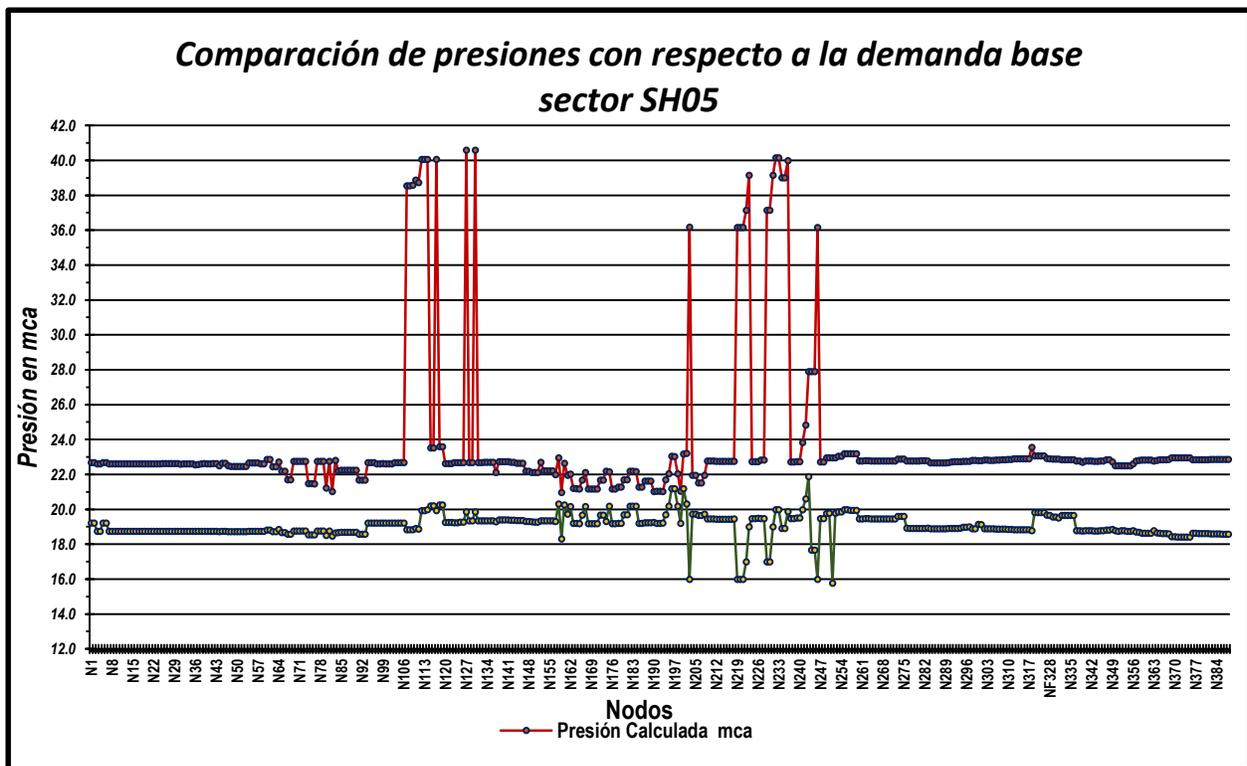
Gráfica 5.2.2.5. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "B").



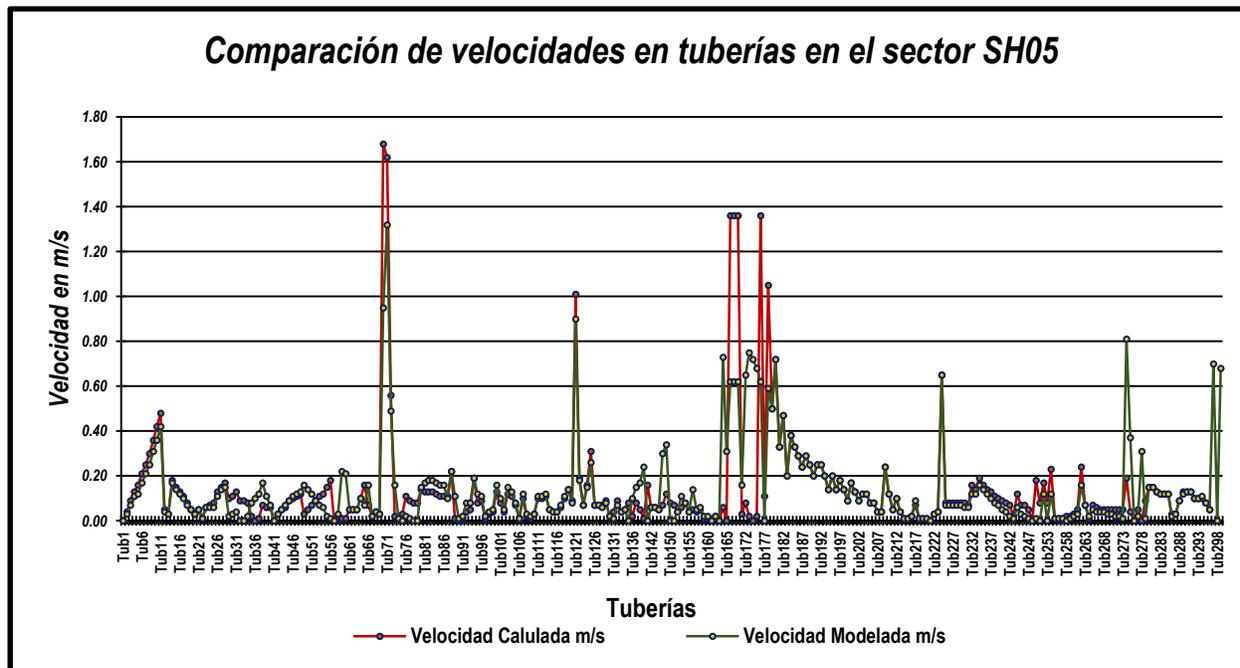
Gráfica 5.2.2.6. Comportamiento de la presión en los nodos de las líneas de conducción (Perfil "C").



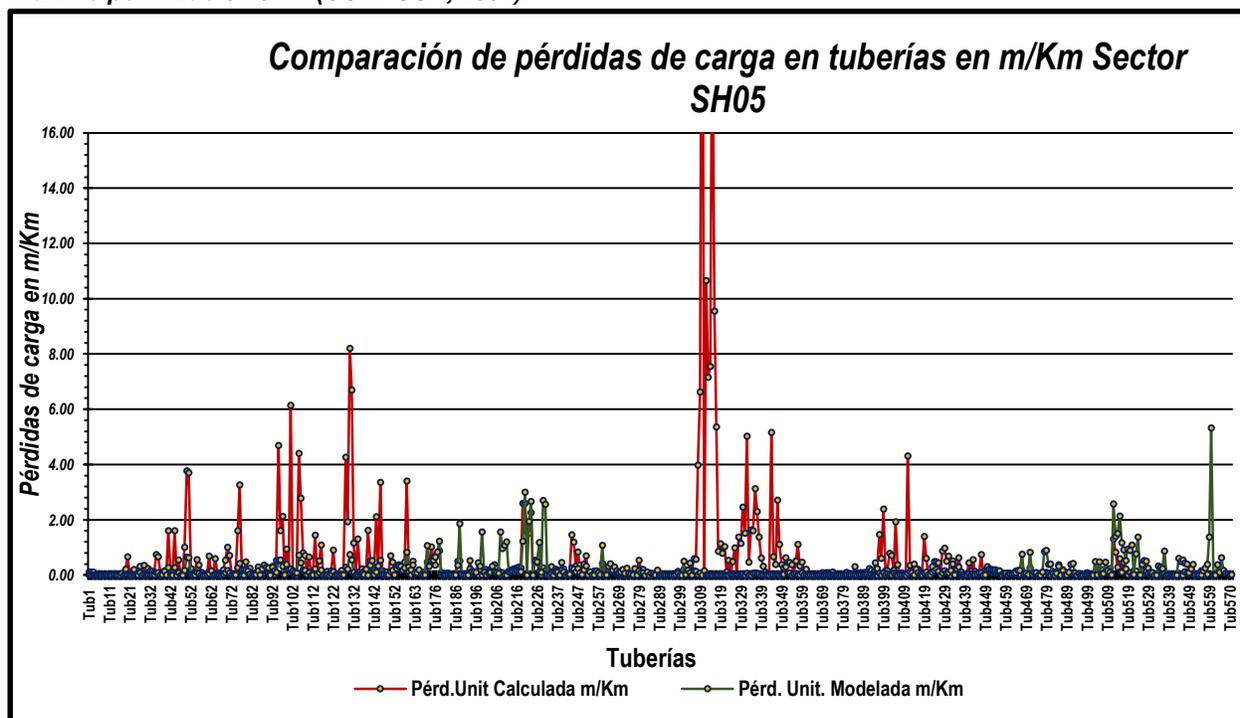
Gráfica 5.2.2.1. Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los Pozo#15 y Pozo#17.



Gráfica 5.2.2.2. Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007).



Gráfica 5.2.2.3. Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).



5.2.8 Discusión

En análisis de los resultados, muestra que para nivelar las presiones en el sector, se tendrán que realizar muchos cambios, los cuales repercuten en la inversión a realizar.

Uno de los principales problemas que se encontró con la topografía, fue el marcado desnivel de cero a 18 metros en poca distancia, que hace que las presiones en la parte baja se eleven demasiado, ocasionando roturas y fugas en la red. El organismo operador no tiene un registro sobre las fugas, por lo que no podemos comprobar dónde se presentan y con qué regularidad.

En este sector hay 10 líneas de tuberías con pérdidas de carga de hasta 22 m/Km y velocidades arriba de 1 m/s, hay circuitos sin cerrar y en otros se deberán abrir para poder regular las presiones. A continuación se darán las soluciones recomendadas para que el sector esté mejor optimizado y lo que parece ser la solución más factible.

Tabla 5.2.2.15 Recomendaciones para mejorar la eficiencia de las tuberías de conducción de agua que están fuera de los límites establecidos para la red de distribución de agua de SLRC en el sector hidrométrico 05.

| Ubicación de la tubería | Ø pulg | Observaciones | Escenario 1 Solución 1 |
|---|--------|---|--|
| Av. Río Mayo entre Calles Río Grijalva y Río Nazas | 4 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Reemplazar la tubería por una de Ø= 6 pulg. |
| Av. Santo Domingo, entre las calles L.D. Colosio y San Miguel (ubicación pozo#15) | 6 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Reemplazar la tubería junto con la "T" y tubería que conecta con Av. San Miguel por una de Ø=8 pulg. |
| Av. Santo Domingo entre las calles L.D. Colosio y San Miguel | 6 y 4 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Reemplazar toda la tubería que conecta a la línea que pasa por la Av. Santo Domingo por una de Ø=8 pulg. |
| Av. Santo Domingo Tub309 y Tub568 | 6 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Cerrar circuito en Av. Santo Domingo y Calle Santo Tomás con una línea de Ø= 3" y long. De 70 m uniendo los nodos 740 y 572. Para terminar el cierre, sería en Av. Santo Domingo "B" entre las calles Santo Tomás y Armando L. Nogales conectando con los nodos 572 y 457. |
| Av. Río Mayo entre calles Río Colorado y Río Altar TUB130 y 131 | 4 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Cerrar el circuito entre los nodos 150 y 190 con una línea de Ø= 4" de 150 m de long, |
| Av. San Antonio y calle San Felipe (Tub410 y 405) | 2.5 | Las pérdidas de carga están fuera de rango al igual que los límites de la velocidad | Reemplazar la tubería por una de Ø= 3 pulg. |

Tabla 5.2.2.2 Ubicación de la propuesta para cortes de tubería por medio de un tapón o una válvula de regulación.

| Tramo | Orientación | Bloquear con | Ø pulg | Corte en |
|-------|--|-------------------------------|--------|---|
| Tub82 | Lado Norte de la tubería, sobre la calle Río Yaqui | Tapón o válvula de regulación | 4 | Cortar antes de intersectar la tubería que está sobre la Av. Carr. del Valle, poniendo el tapón o la válvula de regulación, se evita otra válvula de reguladora de presión. |

Tabla 5.2.2.3. Ubicación de la propuesta de la instalación de las válvulas reductoras de presión.

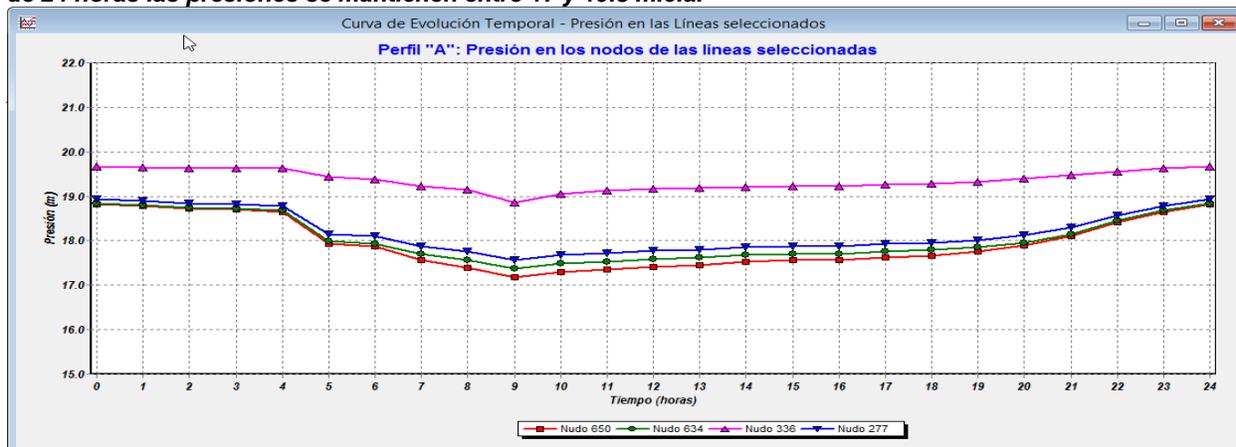
| Ubicación de válvulas reductoras de presión | Cantidad | Ø pulg | Orientación | Observaciones |
|--|----------|--------|--|--|
| Calz. Aviación y Calle Ecuador en Tub220 | 1 | 10 | A 20 m de distancia del pozo#17 del lado poniente sobre la calzada entre calles Ecuador y Colombia | Instalar válvula de rotura de carga con una consigna de 4 mca o podría ser un válvula reguladora de presión con consigna de 22 mca |
| Calz. Aviación y Calle Ecuador en Tub221 | 1 | 10 | A 50 m de distancia del pozo#17 del lado poniente sobre la calzada entre calles Ecuador y Brasil. | Instalar válvula de rotura de carga con una consigna de 4 mca o podría ser un válvula reguladora de presión con consigna de 19 mca |
| En intersección de Av. Héroes de Nacozari y Calle Jesús García | 1 | 4 | A 5 m de distancia de la intersección de las líneas Tub169 y Tub171, sobre la tubería Tub107 | Instalar válvula reguladora de presión con consigna de 16 mca |
| Intersección de las calles Río Sonora y Río San Lorenzo | 1 | 3 | A 5m de la tubería que está sobre la calle Río Sonora. Se coloca de lado Norte en la tubería Tub76 regulará 1500 m de tubería en la Carr. del Valle. | Instalar válvula reguladora de presión con consigna de 20 mca |
| Calz. Aviación y Calle Honduras | 1 | 4 | Lado oriente de la Tub172 a 2 m de la intersección con Tub558 y 559 | Instalar válvula rompedora de carga con una consigna de 10 mca. |
| Av. Fco. Sarabia y Hondura | 1 | 4 | Lado oriente de la Tub552 a 2 m de la intersección con Tub548 y 551 | Instalar válvula rompedora de carga con una consigna de 8 mca. |

Reduciendo las presiones de 45 a 18 mca en la parte noroeste del sector, muchas de las tuberías que presentaron pérdidas de carga altas y velocidades arriba de 1 m/s, se regularizan y no habrá que reforzar o hacer cambios de tubería.

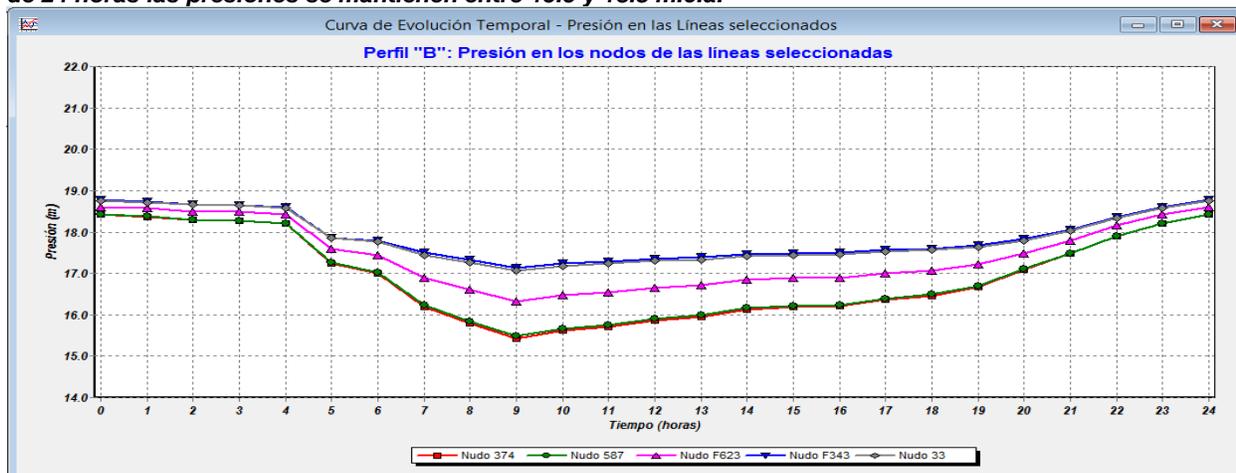
Al igual que el SH01 y el SH04, se dificultó el análisis para uniformizar presiones, debido al desnivel que se tiene con respecto a los demás sectores. Los demás sectores solo tienen cambios insignificantes de pendientes (aprox. 1m por cada 3 Km ver plano de nivelación en el anexo 1).

Los resultados para estas modificaciones en el sector, se muestran en las siguientes gráficas. Los perfiles se modelaron con los mismos nodos vistos en la sección 5.2.9.

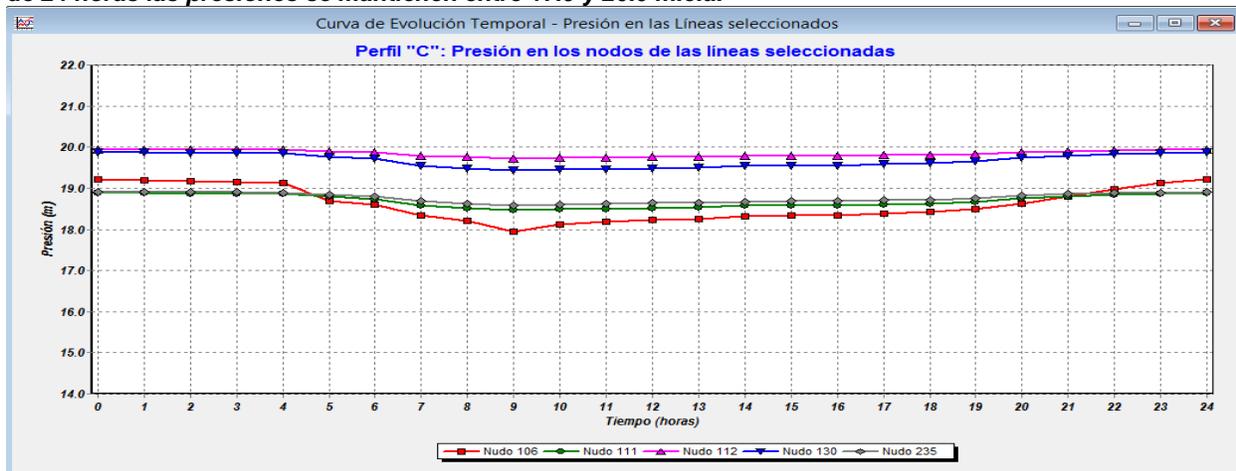
Gráfica 5.2.2.22 Modelado del Perfil "A" si ocurren los cambios sugeridos. Se puede observar que a lo largo de 24 horas las presiones se mantienen entre 17 y 19.8 m.c.a.



Gráfica 5.2.2.23 Modelado del Perfil "A" si ocurren los cambios sugeridos. Se puede observar que a lo largo de 24 horas las presiones se mantienen entre 15.5 y 18.8 m.c.a.



Gráfica 5.2.2.24 Modelado del Perfil "A" si ocurren los cambios sugeridos. Se puede observar que a lo largo de 24 horas las presiones se mantienen entre 17.9 y 20.0 m.c.a.



5.2.9 Sector hidrométrico 06

El SH06 está alimentado por dos pozos, el pozo#20 y el pozo#21. Tiene una configuración irregular debido a que el canal Principal de la CONAGUA lo divide en la Este, en un futuro dependiendo de la densidad de población esta parte de la red podría dividirse en un nuevo sector. El límite con el antiguo lecho del Río Colorado no presenta problemas, ya que no hay urbanización en la parte baja, por ser una zona agrícola, por lo tanto, no se tendrá el inconveniente de la topografía, ya que el resto del sector no tiene mucha variación en altura, y se considerará como plano.

Los resultados que se calcularon para el sector se muestran enseguida:

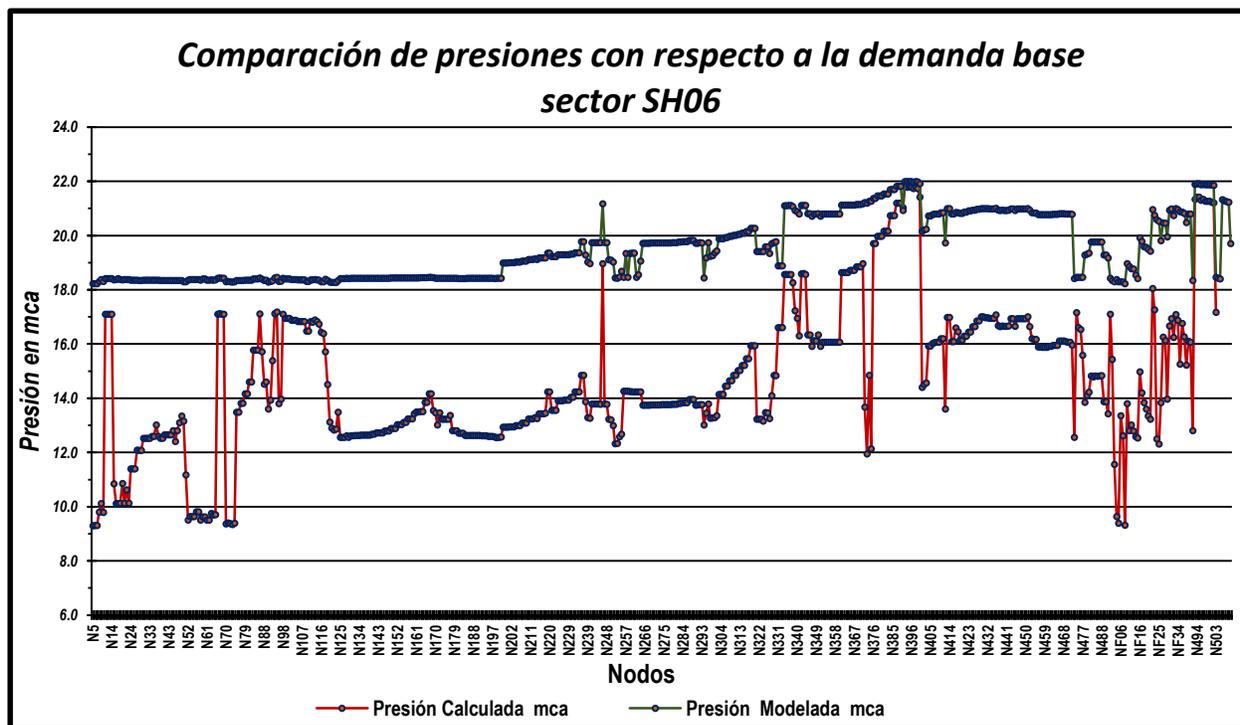
Tabla 5.2.2.16. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

| Datos del Sector hidrométrico 05 | | |
|---------------------------------------|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 145.08 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1,687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 33.48 | L/s |
| Gasto medio: | 111.60 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 156.24 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 242.17 | L/s |
| Coeficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coeficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 78,756.40 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 5,714 | |
| Índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total aproximado de habitantes: | 23,426 | |

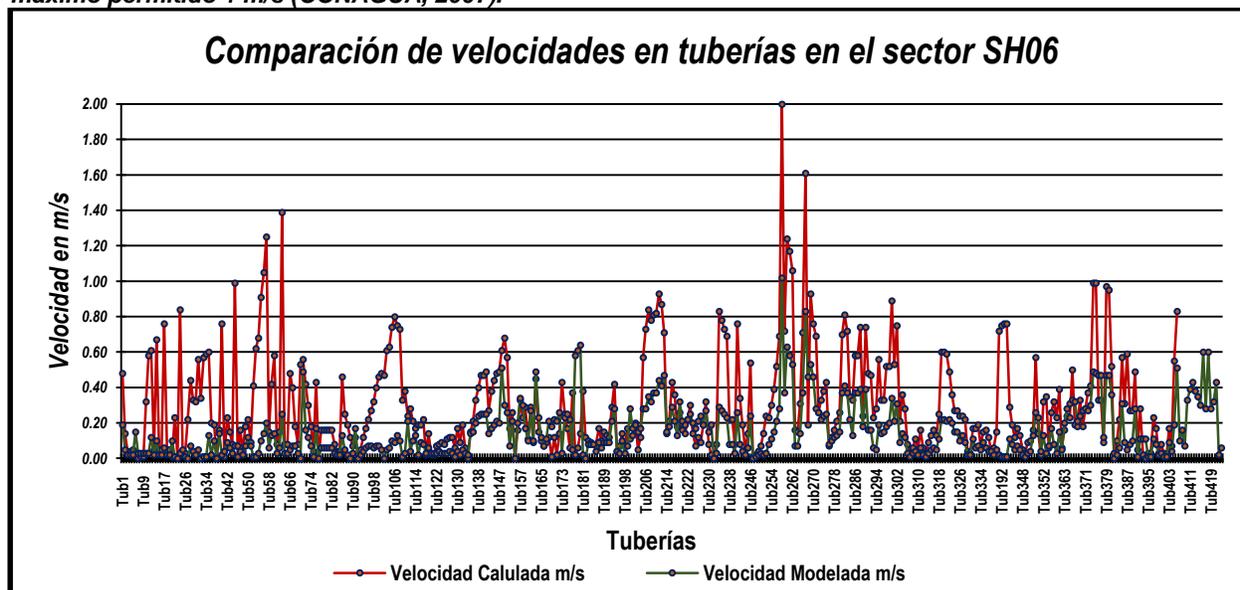
El Gasto Medio es la demanda base del sector con la que se inicia la modelación. Para mostrar los resultados se seguirá el mismo procedimiento que el SH01. Los resultados de este sector se encuentran en el anexo 7n y7o.

Las gráficas 5.2.2.25, 5.2.2.2, 5.2.2.3 y 5.2.2.4, muestran el comportamiento de las presiones en todos los nodos del sector.

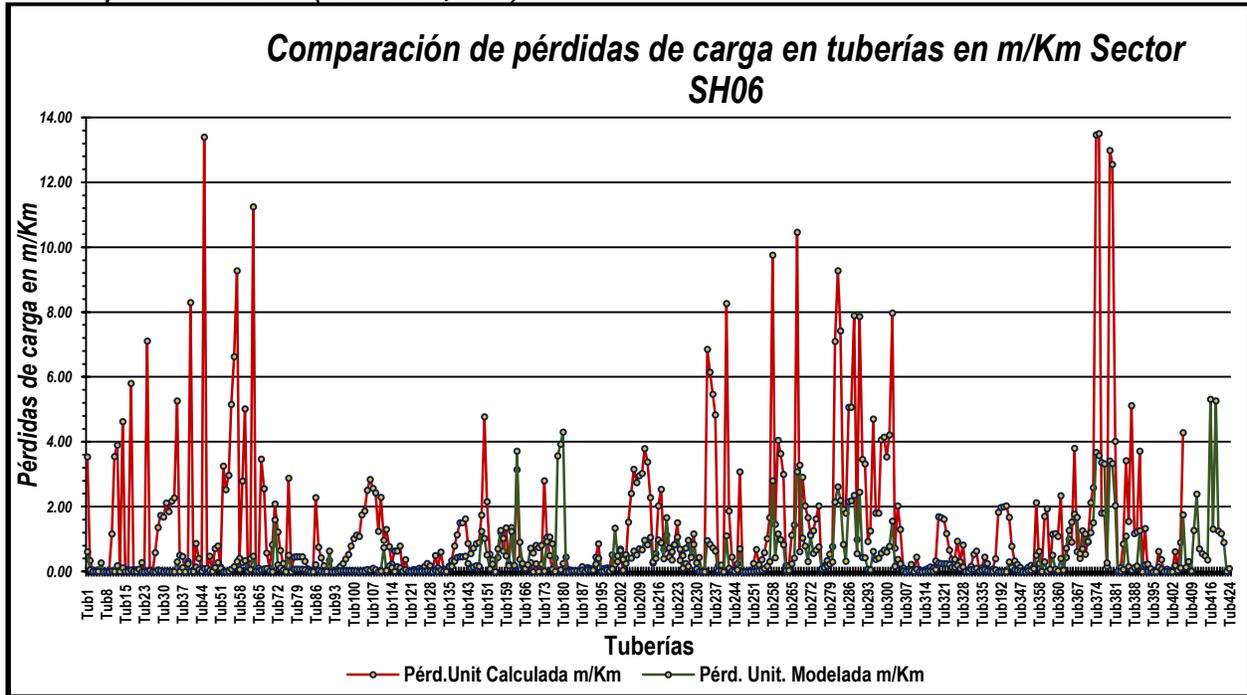
Gráfica 5.2.2.26. Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los Pozo#20 y Pozo#21 con el factor máximo horario.



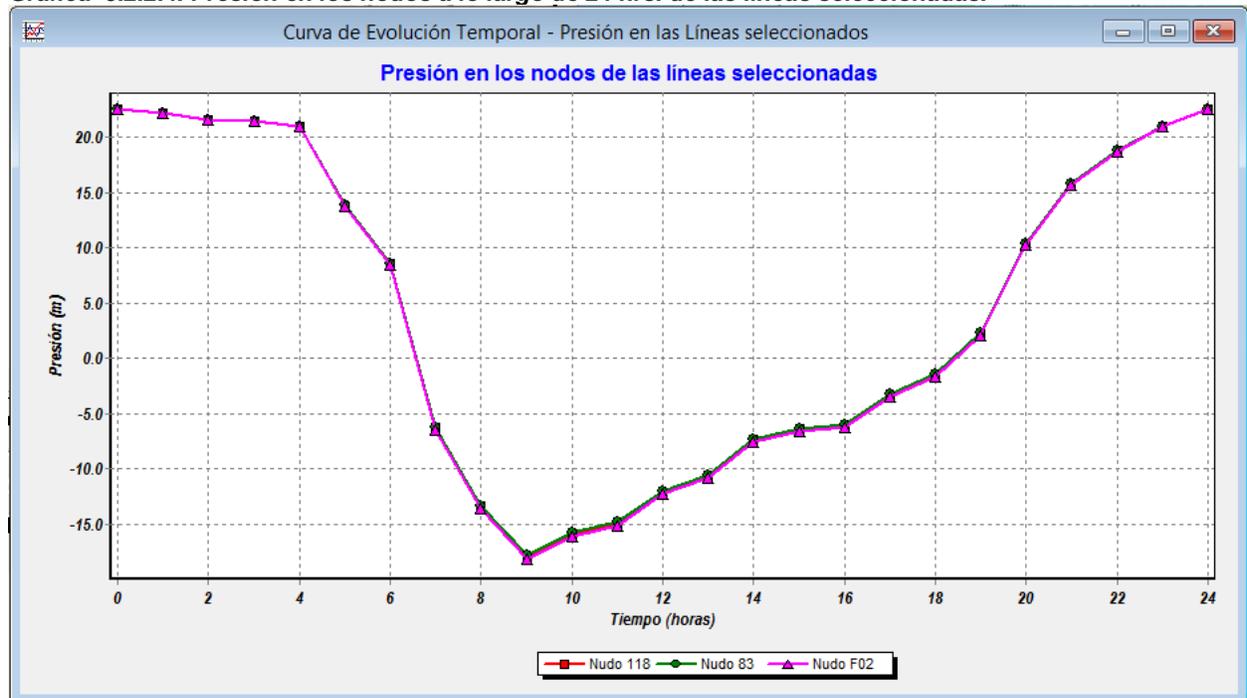
Gráfica 5.2.2.2. Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007).



Gráfica 5.2.2.3. Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).

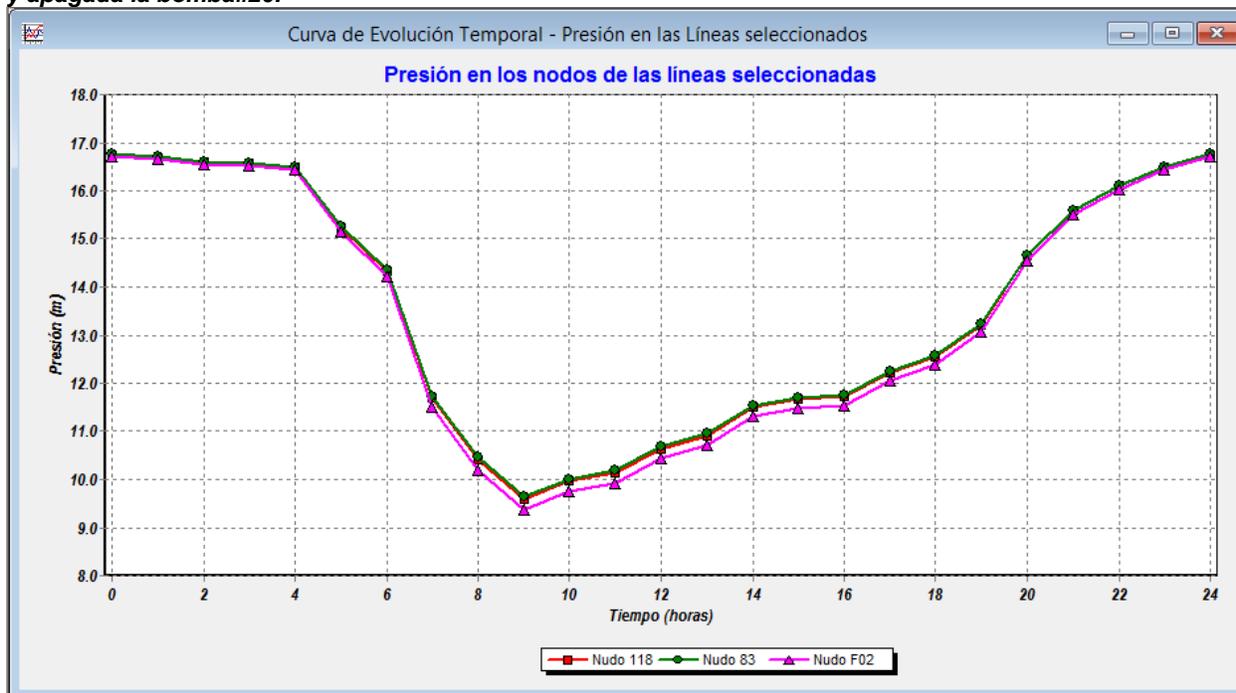


Gráfica 5.2.2.4. Presión en los nodos a lo largo de 24 hrs. de las líneas seleccionadas.



Como se observa, la presión en los nodos funcionando solo la bomba del Pozo#20, presenta presiones negativas, eso significa que una bomba no es capaz de satisfacer la demanda del sector.

Gráfica 5.2.2.27 Presión en los nodos N118, N83 y NF02, igual que la anterior, pero con la bomba #21 encendida y apagada la bomba#20.



5.2.10 Discusión

En la simulación se encontró que los pozos cuando están encendidos las presiones en un momento determinado son muy elevadas y el EPANET apaga una de las bombas para hacer la corrida. Esto significa que la bomba no puede mantener la presión por determinado tiempo, y la simulación se detiene.

En la gráfica **5.2.2.28** vemos que la presión aumenta un poco, pero a la misma hora 9:00 hrs, la presión baja demasiado pero sin llegar a ser negativa, esto es porque los nodos anteriores están más cerca de la bomba#21, mientras que los más alejados presentan presiones negativas. En la gráfica 5.2.2.29 sucede todo lo contrario, a la misma hora baja tanto la presión que no hay flujo de agua en el nodo por estar muy alejados de la bomba del pozo#20.

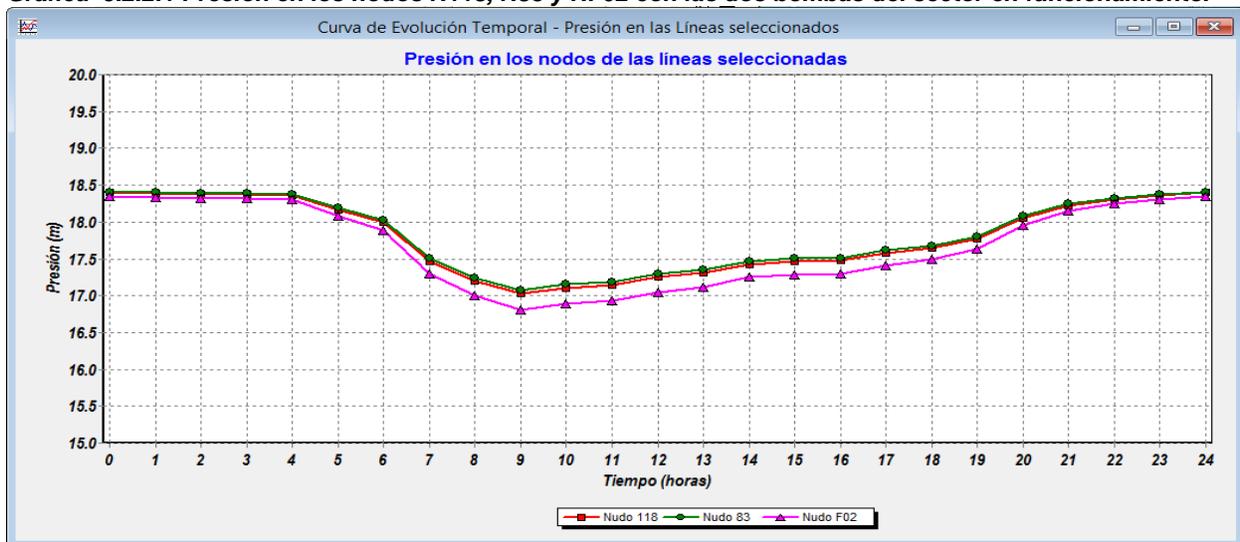
Para solucionar este inconveniente se sugieren las siguientes estrategias de modificación:

- Para ajustar las presiones al rango permitido, se recomienda cerrar el circuito en la intersección de la Calzada Monterrey y Av. Argentina, con un tramo de 245.6m y de $\varnothing=4$ pulgadas, que iría de la intersección de la Av. B y Calle C a lo largo de la Av. Argentina hasta intersectar con la Calzada Monterrey (Tub407) y unirlo al tubo de $\varnothing=12$ pulg.

- b) En el lado Oeste de la Calzada Monterrey y Av. Argentina, cerrar el circuito con tubo de $\varnothing=4$ pulg y 10 m de largo y unirlo con el tubo de $\varnothing=12$ pulg.
- c) En la parte final de la Av. B. Flores hasta el Cjón. Haití y Calz. Monterrey, las presiones están muy bajas, por lo que se sugiere reforzar la red en la intersección del Cjón. Filipinas y Calz. Monterrey, uniendo con la tubería de $\varnothing=4$ pulg, las líneas Tub37 de $\varnothing=4$ pulg, la Tub43 de $\varnothing=3$ pulg y la Tub41 de $\varnothing=16$ pulg, utilizando una T de $\varnothing=4$ pulg y una de $\varnothing=3$ pulg, junto con una pieza especial para reducir de un $\varnothing=16$ pulg a un $\varnothing=4$ pulg.
La opción más económica podría ser la unión de la línea de $\varnothing=4$ pulg en Tub39 y Tub354 con el tubo de $\varnothing=12$ pulg (Tub9) que se encuentra en la Calz. Monterrey, por medio de una "T" de $\varnothing=12'$ a $\varnothing=4$ pulg. Esto se debe hacer en la intersección de la Av. Filipinas y Calz. Monterrey, además de colocar una válvula de regulación de $\varnothing=4$ pulg.
- d) En la Av. Hortencias A y Calle 13, cerrar el circuito por medio de una línea de $\varnothing=3$ pulg de 275.00 m de longitud del nodo 390 al nodo 318 que se encuentra en la Av. Hotencias A y calle 11.
- e) En la Av. Flores y calle 8, cerrar circuito con la Av. Argentina Norte, unir con el tubo de $\varnothing=8$ pulg.
- f) Por la calle San Luis desde la Av. San Isidro hasta la Av. Xalapa, cerrar circuito con tubo de $\varnothing=4$ pulg de 132 m de longitud.
- g) En la Av. Tuxpan y Calle 7 se debe cerrar el circuito, colocando un tubo de $\varnothing=2.5$ pulg y conectarlo al tubo Tub218 y Tub219.
- h) Colocar una válvula reguladora de presión en Tub258, en la intersección de la Av. Hortencias y Calle 16, a una distancia de 36 m del Pozo#20 con consigna de 22 mca.

Si los cierres de circuitos se llevan a cabo, y se instala la válvula reguladora de presión, las presiones se normalizan. Como se muestra en las siguientes gráficas.

Gráfica 5.2.2.1 Presión en los nodos N118, N83 y NF02 con las dos bombas del sector en funcionamiento.



Como muestra la gráfica anterior, las presiones se han normalizado y se encuentran dentro del rango de los 15 a 22 mca.

5.2.11 Sector hidrométrico 07

La topografía del SH07 es completamente plana, los cambios en el nivel del terreno, no son significativos. Es uno de los sectores mejor delimitados. Una característica del sector, es que no hay industrias importantes que generen grandes consumos de agua, es una zona prácticamente habitacional.

En la siguiente tabla se muestran los cálculos hidráulicos y de población para el sector.

Tabla 5.2.2.17. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

| Datos del Sector hidrométrico 05 | | |
|---------------------------------------|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 155.73 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1,687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 35.94 | L/s |
| Gasto medio: | 119.79 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 167.71 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 259.95 | L/s |
| Coeficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coeficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 89,853.95 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 6,133 | |
| Índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total aproximado de habitantes: | 25,146 | |

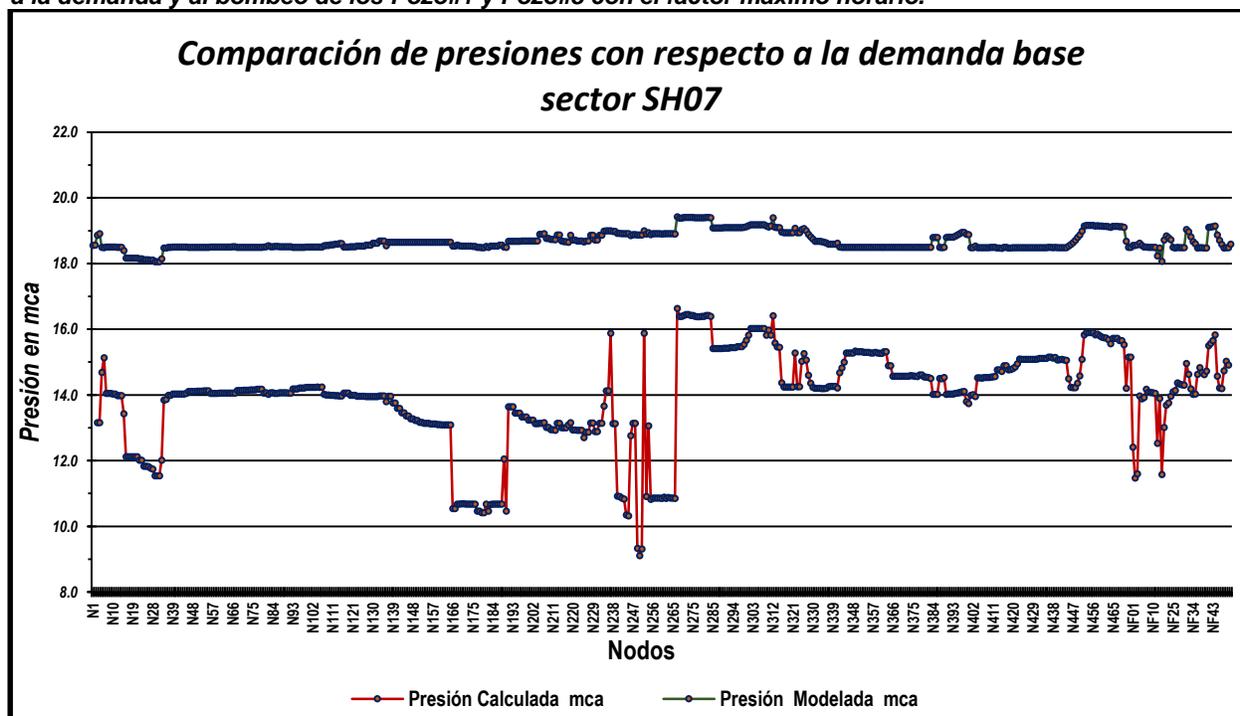
El Gasto Medio es la demanda base del sector con la que se inicia la modelación. Para mostrar los resultados se seguirá el mismo procedimiento que el SH01, ver los anexos 7p y 7q. El análisis de la información introducida al simulador, debe ser lo más real posible y al delimitarlo, se deben comprobar los resultados.

Las gráficas y tablas siguientes muestran los resultados de la simulación hidráulica.

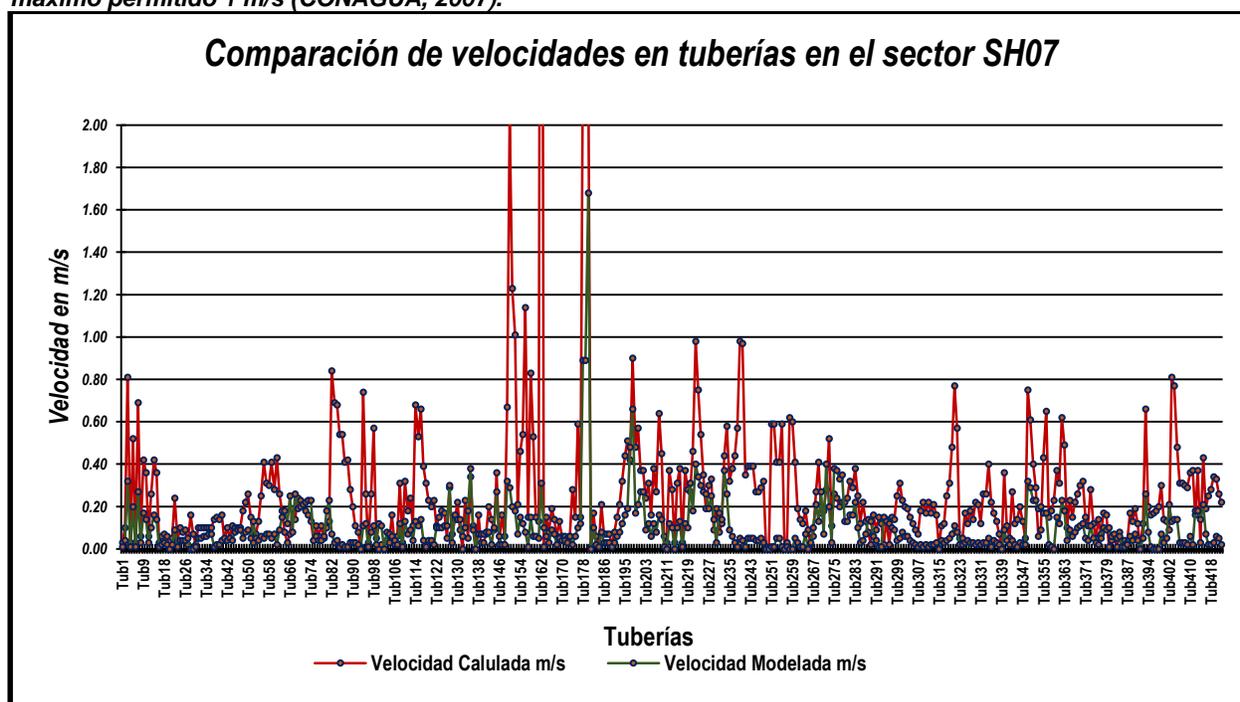
El SH07 cuando se simula con los porcentajes de demanda máxima horaria que utiliza la CONAGUA para sus diseños de redes de distribución, el SH07 se encuentra dentro de los límites de presión en todos los nodos, pero, las pérdidas de carga son muy elevadas en algunos tramos, debido a que se realizaron conexiones de tubos de un

diámetro muy grande con tubos de diámetros muy pequeños, eso eleva la velocidad en la tubería así como sus pérdidas de carga y la fricción en las mismas.

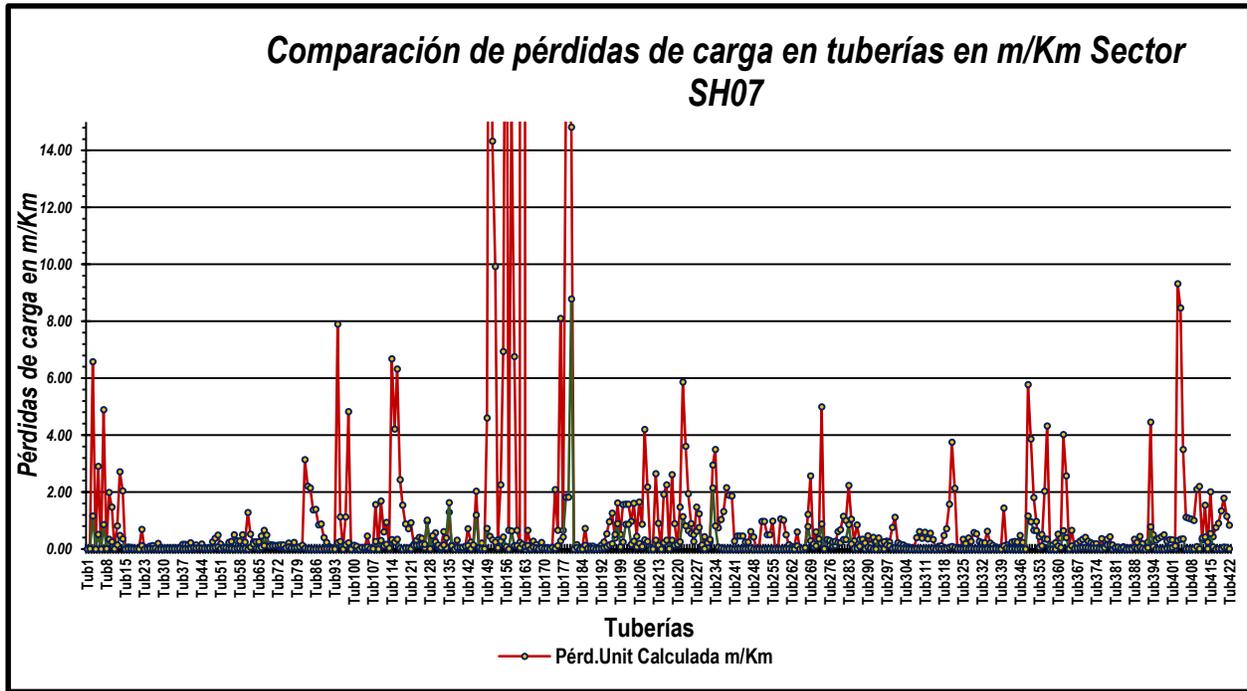
Gráfica 5.2.2.30. Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los Pozo#1 y Pozo#8 con el factor máximo horario.



Gráfica 5.2.2.2. Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007).

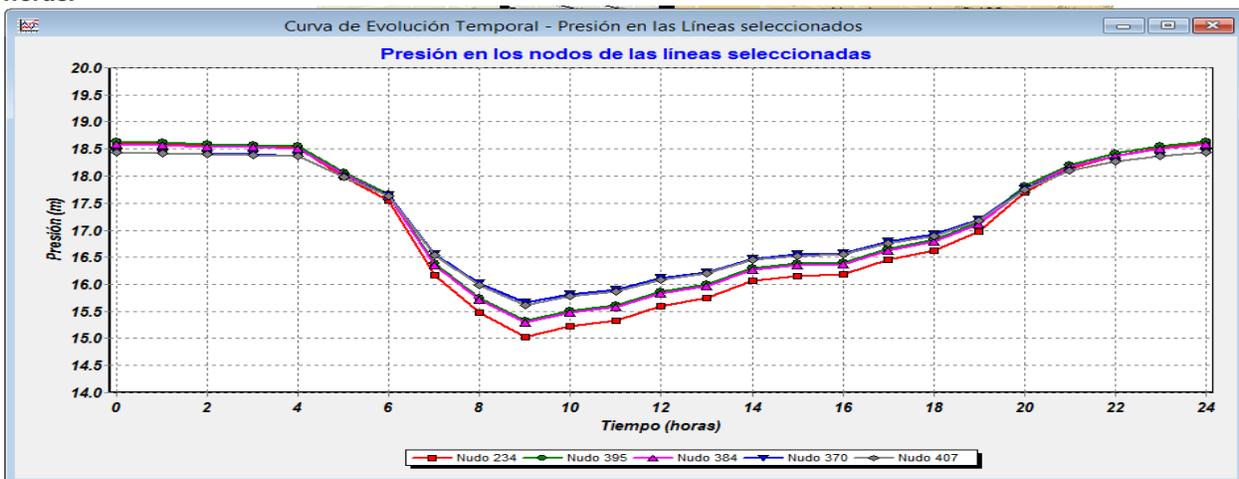


Gráfica 5.2.2.3. Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).



Se analizan los resultados para los nodos centrales del sector, para conocer el comportamiento de la presión, velocidad, caudal y pérdidas de carga. Las gráficas siguientes muestran estos resultados.

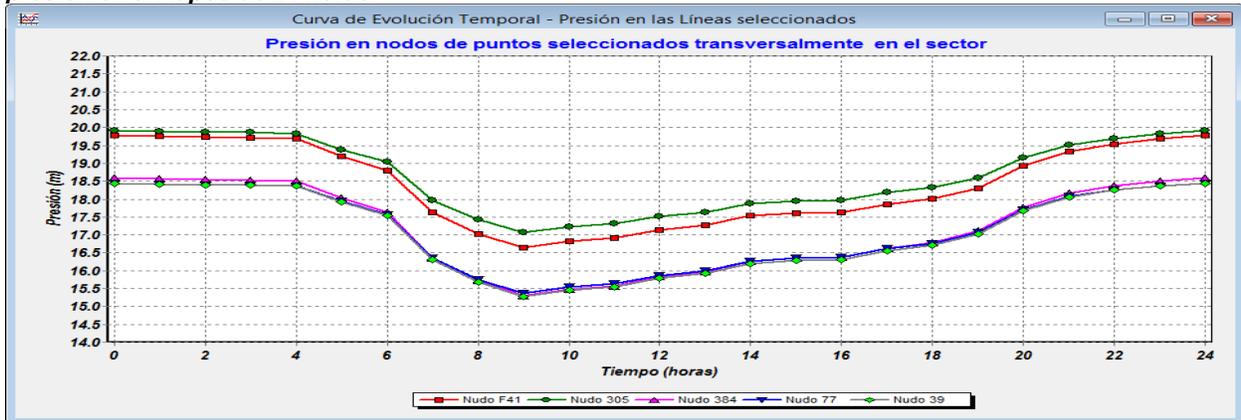
Gráfica 5.2.2.31 Presiones en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.



Gráfica 5.2.2.32 Presiones en los nodos tomados de Sur a Norte en la parte central del sector para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.

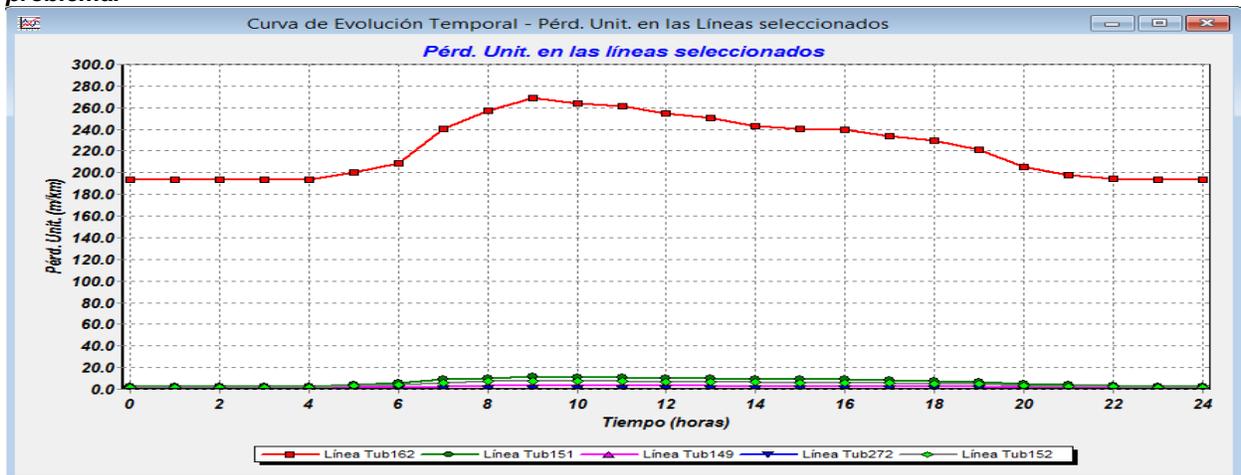


Gráfica 5.2.2.33 Presiones en los nodos tomados en forma transversal del SH07 para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.



Como se puede observar, en las tres gráficas anteriores, los nodos en 24 horas de consumo, siguen dentro del rango de los 15 y 22 mca.

Gráfica 5.2.2.34 Las Pérdidas por unidad de carga en las líneas, mostrando las tuberías que tiene este problema.



La gráfica anterior muestra que las pérdidas por unidad de carga en las líneas, son muy pocas. Se podría decir que éste sector es el más estable en presiones en las tuberías que todos los anteriores sectores analizados. La figura tomada directamente del EPANET confirma que son pocas las líneas que están fuera de los límites.

5.2.12 Discusión

Los resultados en el SH07 han sido los más estables en cuanto a los límites del modelado, solo hay que hacer pequeños cambios para que el sector sea operado con una mayor eficiencia. Las sugerencias para mejorarlo se presentan en las siguientes tablas.

Tabla 5.2.2.18 Recomendaciones para mejorar la eficiencia de las tuberías de conducción de agua que están fuera de los límites establecidos para la red de distribución de agua del SH07.

| Ubicación de la tubería | Ø pulg | Observaciones | Escenario 1 Solución 1 | Escenario 2 Solución 2 |
|--|--------|--|---|---|
| Intersección de Av. Nuevo León y calle 7 (lado sur Tub135, 140, 151 y 152) pasa por el bosque de la ciudad | 6 | Las velocidades y pérdidas de carga están fuera de rango | Reemplazar por de Ø= 8 pulg, con una longitud de aprox. 300 m. | Refuerzo con una línea de Ø= 3 pulg paralela al tubo Tub151 y Tub152 con una longitud de 250 m y instalar otro refuerzo con una línea de Ø= 3 pulg por la parte interna del bosque de la ciudad paralela a la Av. Nuevo León entre las calles 6 y 7 y conectar al nodo N206 y N235 con una línea de longitud de 150 m. Esta solución parece la más económica. |
| De Av. Quintana Roo al Cjón Quintan Roo y calle Yucupicio. | | Cerrar el circuito y a la vez reforzamiento de la red. | Reforzar las líneas con un tubo de Ø= 6 pulg la distancia a cubrir será de 76 m. | |
| Por el Cjon. Quintana Roo de la calle Yucupicio a la calle Benjamín Hill (Tub439) | 4 | Las velocidades y pérdidas de carga están fuera de rango | Cambiar la línea por una de Ø= 6 pulg. | Reforzar con una línea de Ø= 3 pulg de 123 m de long. |
| Del Cjon. Quintana Roo hasta la Ave. Nuevo León por la calle I. Pesqueira | | Cerrar circuito para mejorar presiones | La línea de Ø= 4 pulg debe conectar con todos los tramos de tubería perpendicular que tope (Tub94, 114, 116,403, 404 y 405) la longitud total a instalar será de 582 m. | |

5.2.13 Sector hidrométrico 08

La topografía en el SH08 es prácticamente igual al sector anterior, plana. Una característica del sector es que tampoco tiene industrias, solo pequeños negocios, la economía se centra en le SH01 y el SH03, es una zona habitacional.

En la siguiente tabla se muestran los resultados para este sector.

Tabla 5.2.2.19. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

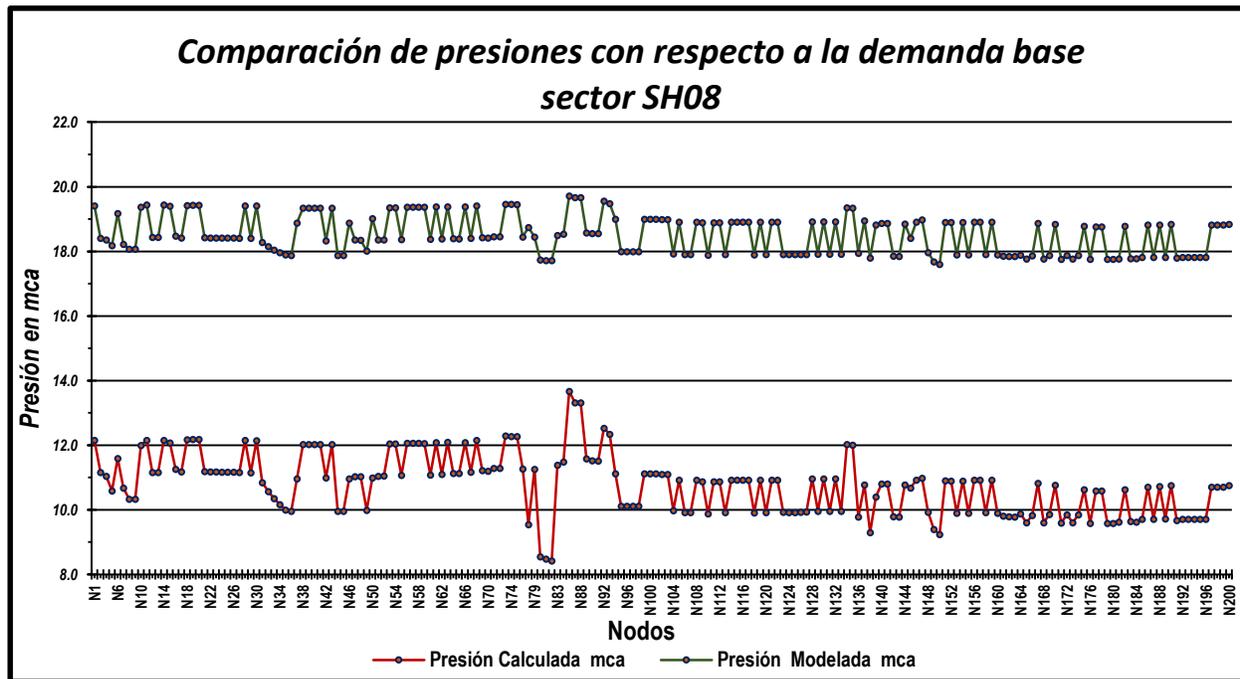
| Datos del Sector hidrométrico 05 | | |
|---------------------------------------|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 91.92 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1,687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 21.21 | L/s |
| Gasto medio: | 70.70 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 98.99 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 153.43 | L/s |
| Coeficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coeficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 42,092.91 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 3,620 | |
| Índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total aproximado de habitantes: | 14,842 | |

El Gasto Medio es la demanda base del sector con la que se inicia la modelación.

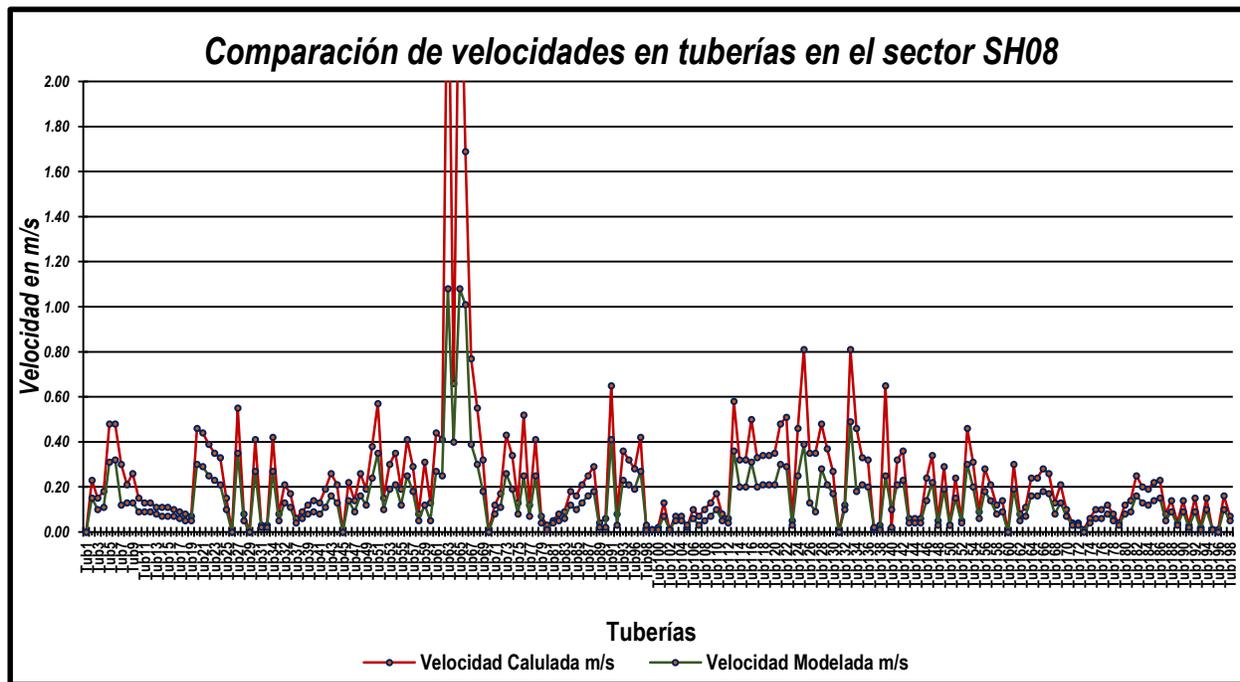
Los resultados hidráulicos de las tuberías a partir de los datos introducidos con los que se alimentó el modelo matemático programado en EPANET se encuentran en el anexo 7r y los resultados del análisis de períodos extendidos son las presiones en los nodos, velocidades en tuberías, gastos, pérdidas de carga y su demanda máxima horaria en el anexo 7s.

Las gráficas 5.2.2.35, 5.2.2.2 y 5.2.2.3 muestran los resultados de la simulación hidráulica.

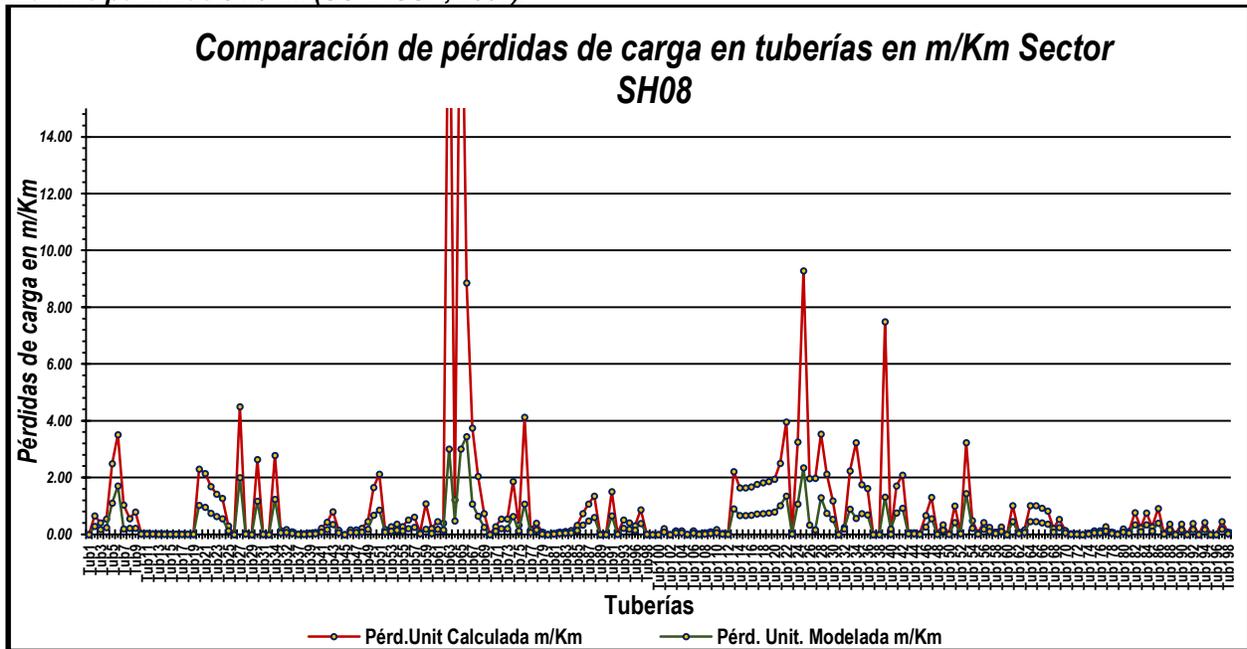
Gráfica 5.2.2.1. Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los Pozo#1 y Pozo#8 con el factor máximo horario.



Gráfica 5.2.2.2. Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007).



Gráfica 5.2.2.3. Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).



En este sector las presiones son bajas cuando se simula con el factor máximo horario sugerido por la CONAGUA (CONAGUA, 2007) cuando se diseña una red. Por lo tanto, se hace la simulación con el factor de demanda horaria, que son los porcentajes de demanda, que dependen de los horarios de máxima demanda de la población.

Las gráficas siguientes nos muestran los resultados de esta simulación.

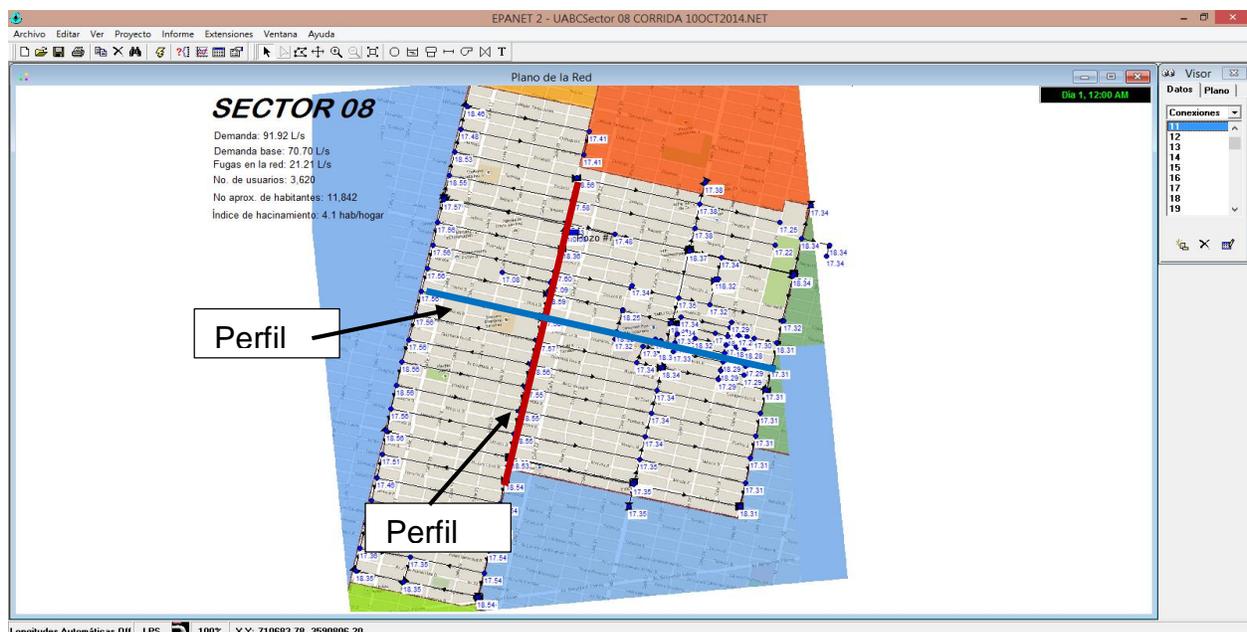
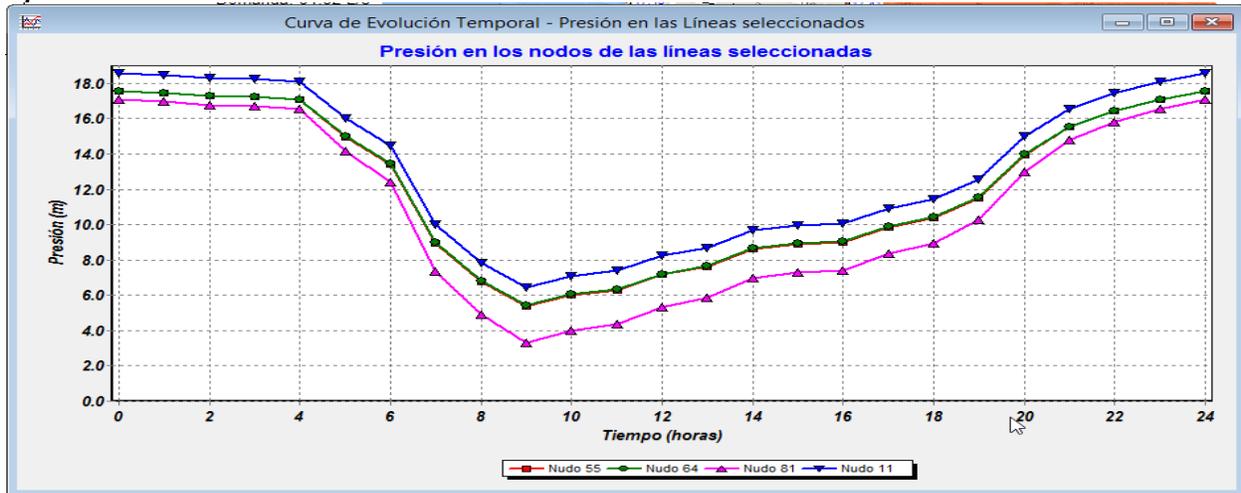


Figura 5.2.2.8 Mapa mostrando los perfiles A y B del análisis de la evolución temporal de presiones.

Gráfica 5.2.2.4 Perfil A de las presiones en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.



Gráfica 5.2.2.5 Perfil B de las presiones en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.

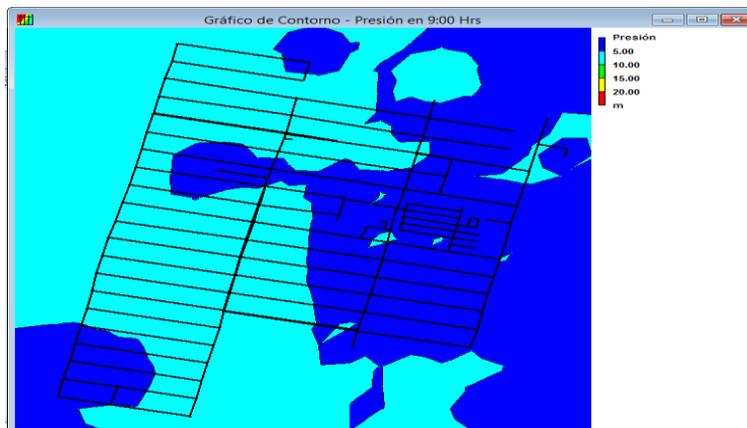
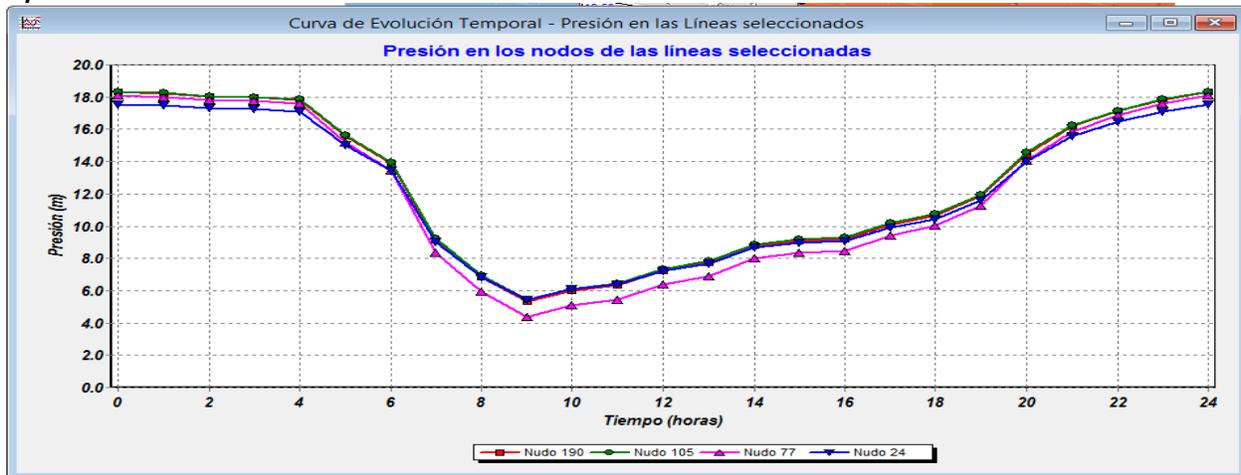


Figura 5.2.2.9 El gráfico nos muestra que la presión en todo el SH08 está por abajo de los 10 mca a las 9:00 horas.

5.2.14 Discusión

Una de las características de este sector, es que sólo tiene una entrada de agua, y es a través de la bomba del Pozo#7.

El análisis para el SH08 muestra que con el factor máximo horario la bomba no alcanza a satisfacer toda la demanda en los nodos, y el resultado son presiones negativas que significa que no hay caudal. Por lo tanto, se realiza la simulación con el patrón de demanda horaria visto en el capítulo 4 en Metodología.

Si observamos el Perfil A, de la evolución de la presión en 24 horas, se observa que hay una fuerte disminución entre 9 y 10 horas y sólo alcanza los 15 mca a las 22 horas. Lo mismo sucede en el Perfil B, en donde se observa que entre 9 y 10 horas la presión disminuye hasta 4 mca y alcanza los 15 mca a las 21 horas.

La gráfica de contorno muestra el comportamiento de las presiones a las 9 horas en donde en todo el SH08 las presiones están debajo de los 10 mca. Es probable que la bomba no alcance a satisfacer todo el sector, por lo tanto, se buscará la solución a este problema haciendo modificaciones hidráulicas al sector. Las siguientes tablas y gráficas muestran las posibles soluciones.

Tabla 5.2.2.20 Recomendaciones para mejorar la eficiencia de las tuberías de conducción de agua que están fuera de los límites establecidos para la red de distribución de agua del SH08.

| Ubicación de la tubería | Ø pulg | Observaciones | Escenario 1 Solución 1 | Escenario 2 Solución 2 |
|--|--------|--|--|--|
| Av. Jalisco y calle 21 (Pozo#7) tubería Tub63, 65 y Tub166 | 10 | La tubería de conexión de la salida del pozo hasta la Av. Jalisco, están muy elevadas las velocidades y las pérdidas de carga. | Reemplazar la tubería la tubería sería a un costo muy elevado, para que estén dentro de los rangos, se debe instalar tuberías de Ø= 12 pulg, | La solución más factible para no reemplazar las tuberías de agua y a la vez mejorar las presiones en la red, es la instalación de un tanque elevado* que por medio de la diferencial de elevaciones puede garantizar las presiones mínimas. La instalación sería a un lado de la ubicación del pozo. Conectado directo a la Tub133 de Ø= 10 pulg, que se encuentra a lo largo de la Av. Jalisco. La conexión sería por medio de un tubo de Ø= 8 pulg, Las pérdidas de carga estarían fuera de rango pero menores a 10 m/km. a la salida del pozo#7. Otra solución sería la sustitución de la bomba actual por una bomba de 150 l/s de gasto con h= 18m, pero, las tuberías de conexión al pozo se tendrían que cambiar Ø= 12 pulg, |
| Av. Colima y calle 24 | 3 | La unión de las tuberías Tub124, 125 y tub127 están muy altas | Reemplazar las tres tuberías por Ø= 4 pulg, | |

*Características del tanque elevado:

Altura mínima del tanque: 4 m

Diámetro: 7 m

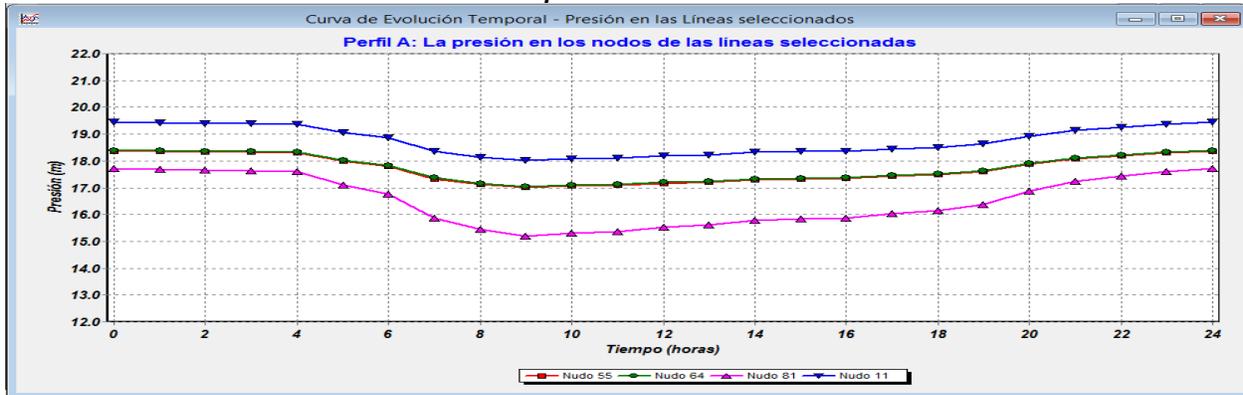
Altura mínima de la columna de agua de vaciar el tanque: 0.30 m

Altura del tanque del nivel del terreno a la base del tanque: 5 m

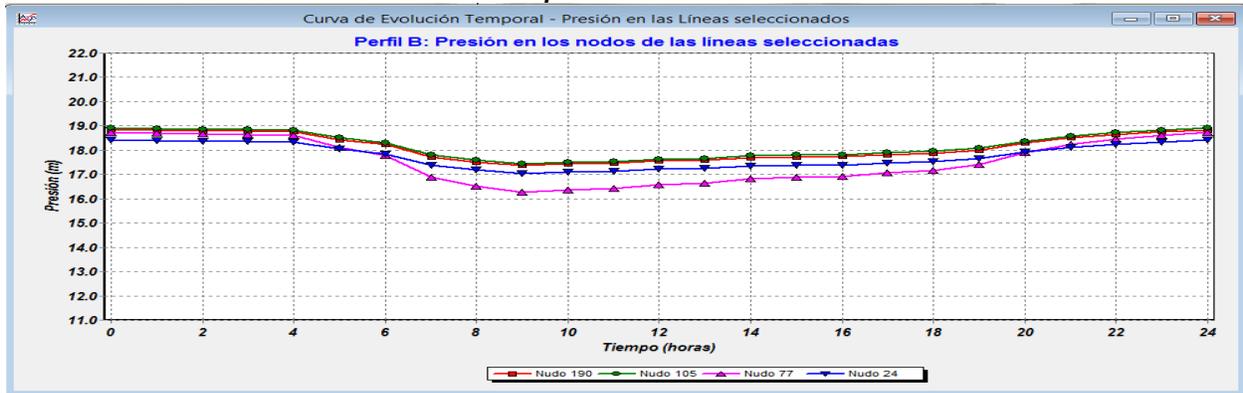
Volumen mínimo de agua en el tanque: 154 m³

Los resultados para este escenario de los perfiles vistos en la sección anterior, se muestran en las gráficas siguientes:

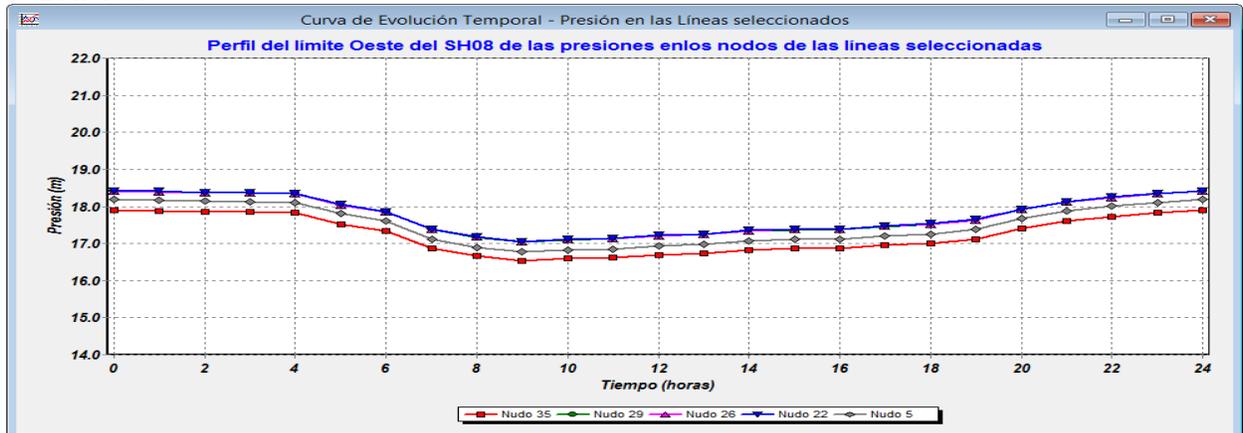
Gráfica 5.2.2.36 Perfil A: Las presiones en los nodos centrales están dentro de los límites de 15 a 22 mca durante las 24 horas con la modelación del tanque elevado.



Gráfica 5.2.2.37 Perfil B: Las presiones en los nodos centrales están dentro de los límites de 15 a 22 mca durante las 24 horas con la modelación del tanque elevado.



Gráfica 5.2.2.38 Perfil del límite Oeste del SH08 para observar el comportamiento de las presiones en un lapso de 24 horas.



5.2.15 Sector hidrométrico 09

La topografía de este sector es plana, no hay niveles significativos en elevación. El SH09 está dividido en su parte central por un canal de agua secundario perteneciente a la CONAGUA, por lo que solo se comunica con la parte Oeste por una tubería de diámetro de 10 pulgadas que se encuentra en la Av. Tamaulipas y calle 48.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los cálculos hidráulicos y de población para este sector.

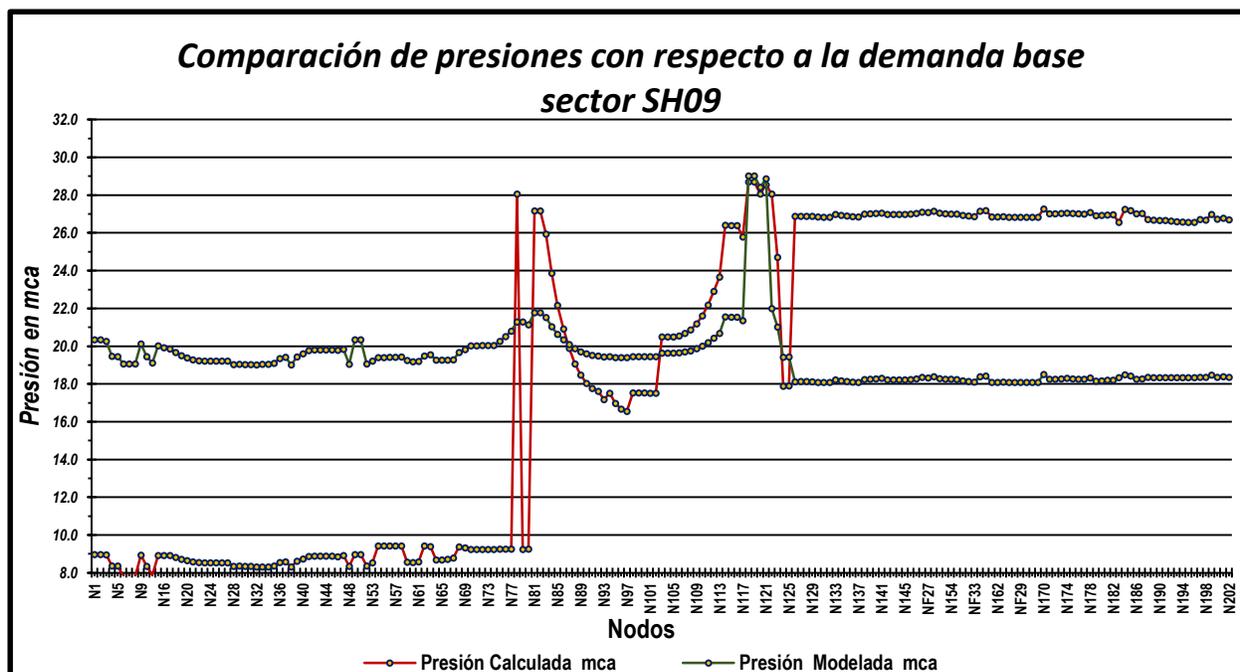
Tabla 5.2.2.21. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

| Datos del Sector hidrométrico 05 | | |
|---------------------------------------|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 189.45 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1,687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 43.72 | L/s |
| Gasto medio: | 145.73 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 204.02 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 316.23 | L/s |
| Coeficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coeficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 77,044.93 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 7,461 | |
| índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total aproximado de habitantes: | 30,590 | |

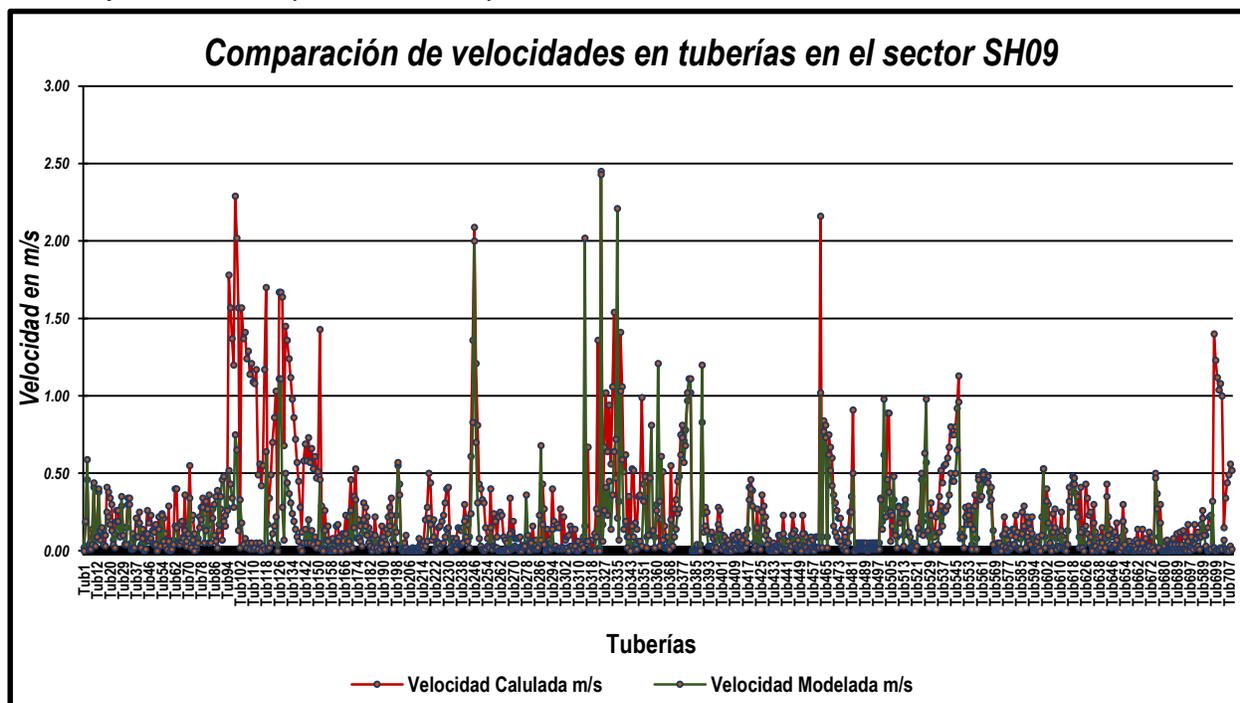
El Gasto Medio es la demanda base del sector con la que se inicia la modelación. Para mostrar los resultados se seguirá el mismo procedimiento que el SH01. El análisis de la información introducida al simulador, debe ser lo más real posible y al delimitarlo, se deben comprobar los resultados. Los datos se encuentran en el anexo 7t y 7u.

Las gráficas y tablas siguientes muestran los resultados de la simulación hidráulica.

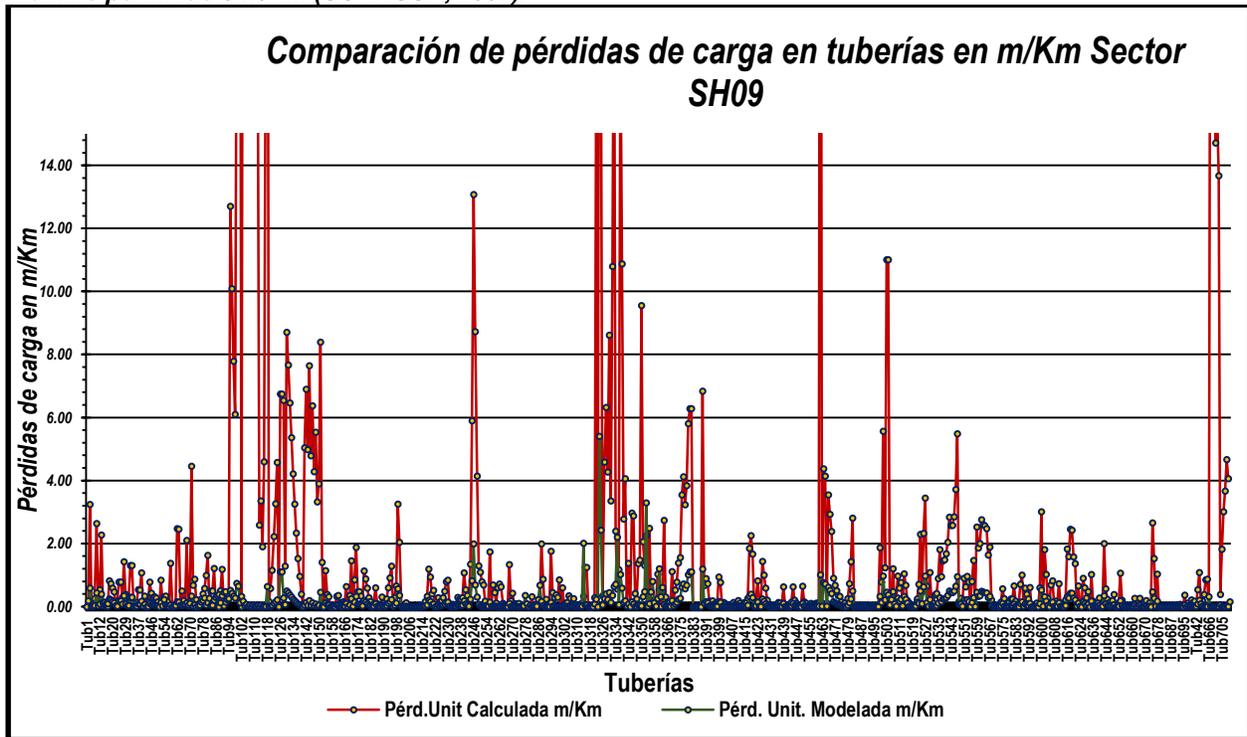
Gráfica 5.2.2.39 Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los Pozo#7 con el factor máximo horario.



Gráfica 5.2.2.40 Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007).



Gráfica 5.2.2.41 Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).



En el sector las presiones son altas, inclusive cuando se simula con el factor máximo horario recomendado por la CONAGUA (CONAGUA, 2007) cuando se diseña una red. Por lo tanto, se hace la simulación con el factor de demanda horaria, que son los porcentajes de demanda, que dependen de los horarios de máxima demanda de la población. Las gráficas siguientes nos muestran los resultados de esta simulación.

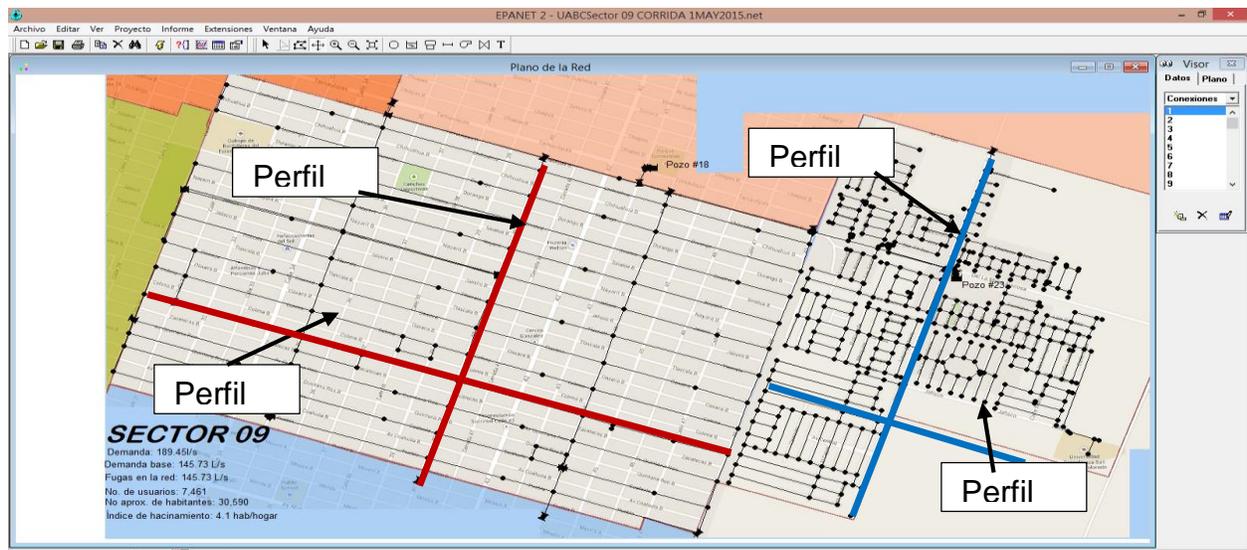
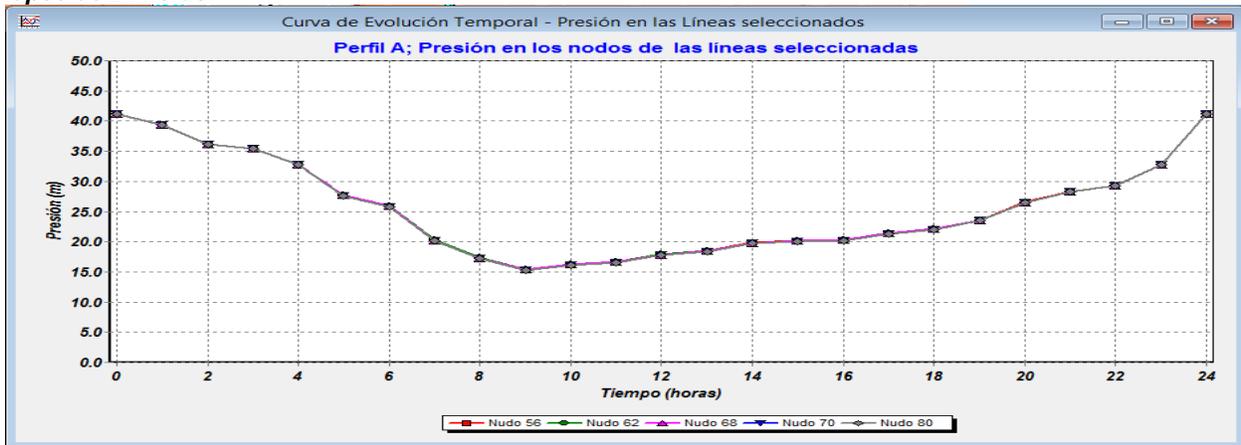
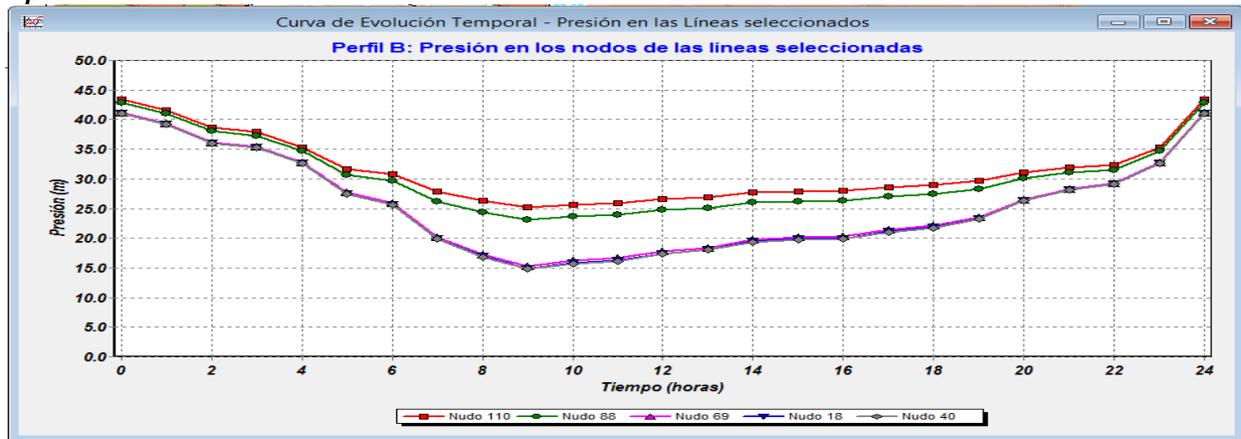


Figura 5.2.2.10 1 Mapa mostrando los perfiles A, B, C y D del análisis de la evolución temporal de las presiones.

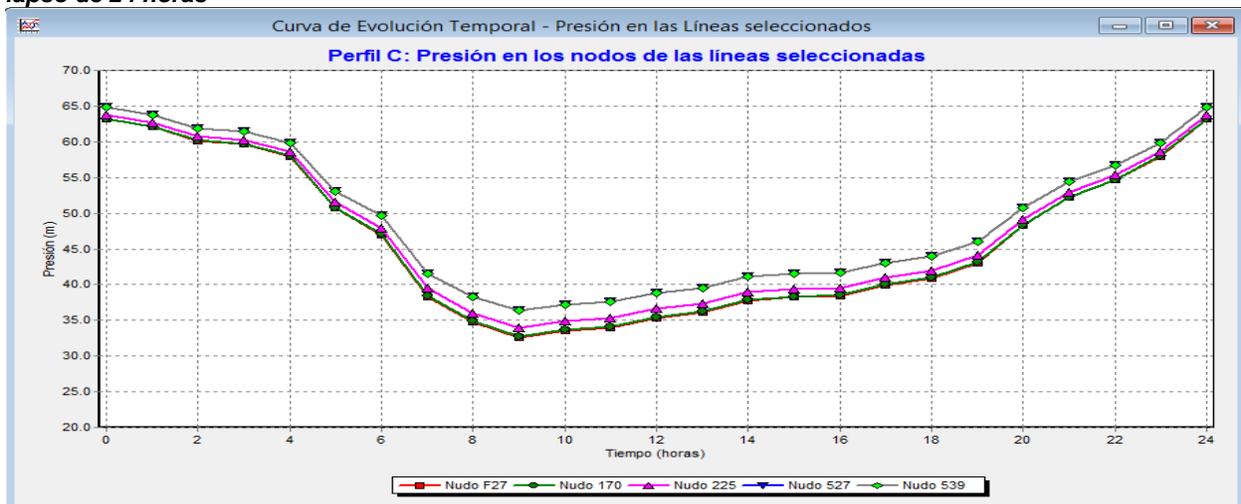
Gráfica 5.2.2.42 Perfil A de las presiones en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas



Gráfica 5.2.2.43 Perfil B de las presiones en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas



Gráfica 5.2.2.44 Perfil C de las presiones en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas



Gráfica 5.2.2.45 Perfil D de las presiones en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas

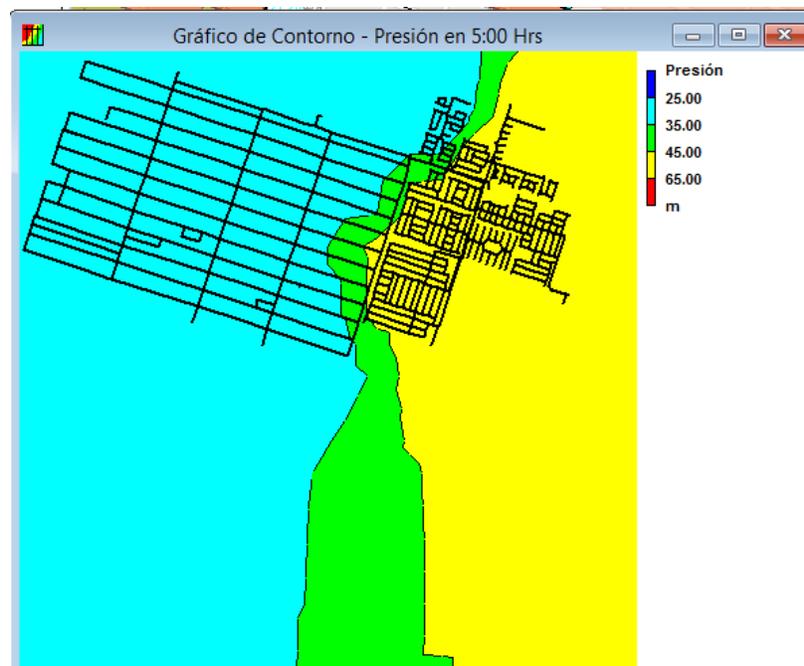
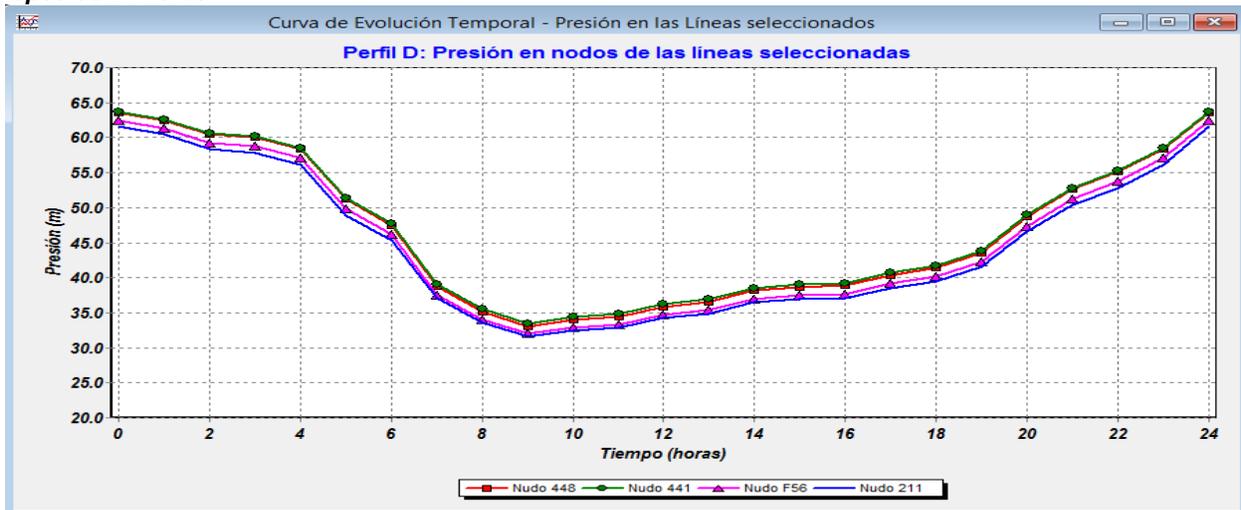


Figura 5.2.2.11 El gráfico nos muestra que la presión en todo el SH08 está por arriba de los 25 mca a las 5:00 horas.

5.2.16 Discusión

En el SH09 tal pareciera que se trata de dos sectores divididos por el Canal de agua de la CONAGUA, las presiones se comportan muy diferentes en ambos lados. En el sector las presiones que se calculan están por arriba de los 25 mca en ciertas horas, por lo que primero se modeló con la bomba del pozo#18 apagada y encendida la bomba del pozo#23. Los resultados fueron que se presentaron presiones negativas, principalmente en el área Oeste del sector. Esto significa que la bomba no tiene la capacidad para satisfacer la demanda en todos los nodos.

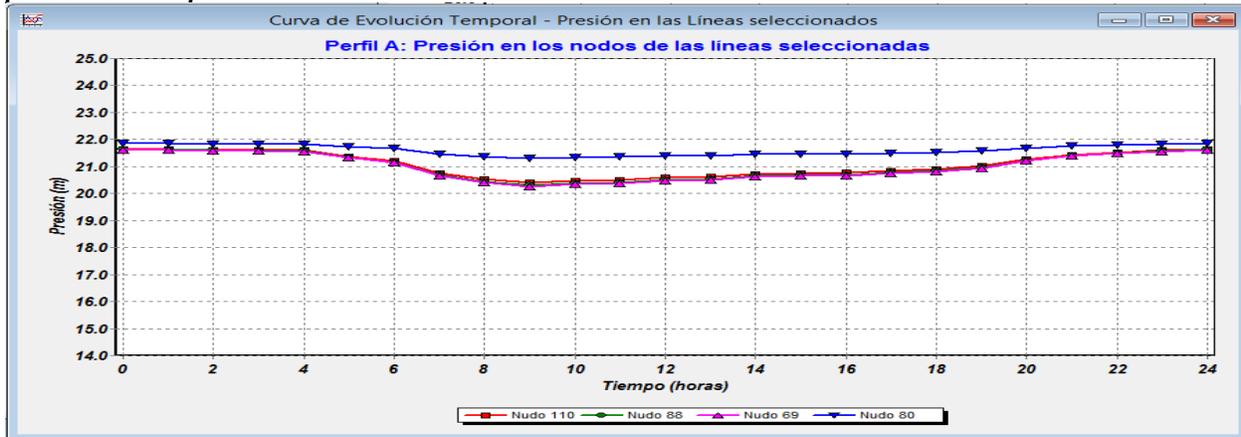
Posteriormente se simula el caso contrario, bomba pozo#23 apagada y encendida la bomba del pozo#18. Sucedió exactamente lo mismo, las presiones negativas se presentaron en todo el sector después de las 5:00 horas. Por lo tanto, el SH09 se modela con los dos pozos encendidos y sugiriendo cambios para una mejor eficiencia.

Tabla 5.2.22 Recomendaciones para mejorar la eficiencia de las tuberías de conducción de agua que están fuera de los límites establecidos para la red de distribución de agua del SH09.

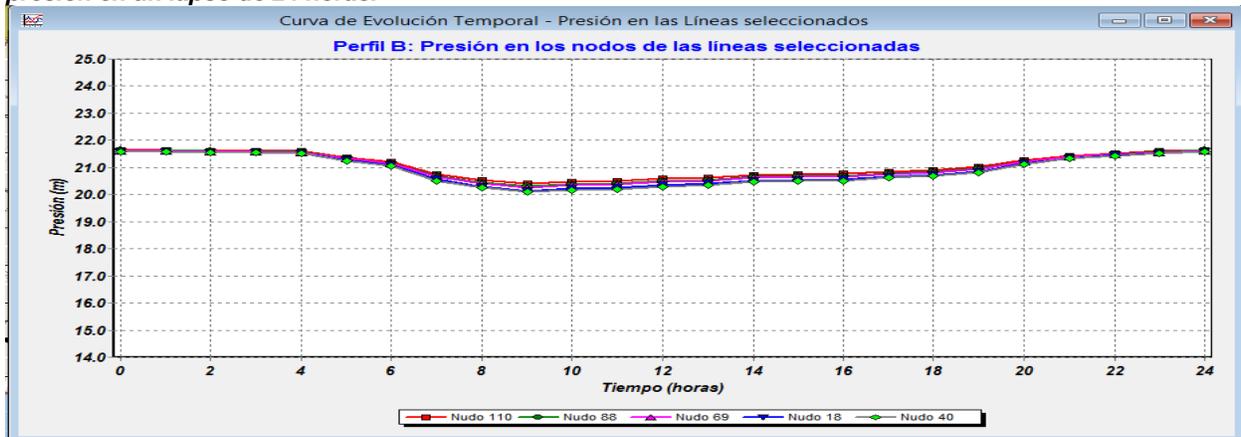
| Ubicación de la tubería | Ø pulg | Observaciones | Escenario 1 Solución 1 | Escenario 2 Solución 2 |
|--|--------|---|--|--|
| Av. De la Mesa y calle Samuel Ocaña (Tub324, Tub325) | 10 | La tubería que conecta la pozo#23 y la que conecta en la Calle Samuel Ocaña están fuera de rango en velocidades y pérdidas de carga unitaria por m/km | Todos los problemas de pérdidas de carga y velocidades altas, así como presiones muy altas, se soluciona instalando una válvula reguladora de presión colocada en la intersección de la Calle Samuel Ocaña y Tamaulipas o Av. De la Mesa Arenosa de Ø= 10 pulg, con un consigna de 22 mca. La otra válvula reguladora de presión se colocaría en la Av. Tamaulipas y calle 43 de Ø= 12 pulg con una consigna de 15.5 mca. | |
| Dentro de los fraccionamientos, la Tub246, 314, 335, 353,463 y Tub503 | 4 | Están fuera de rango en velocidades y pérdidas de carga unitaria por m/km | | |
| Av. Jalisco y Calle del Lago | 4 | Están fuera de rango en velocidades y pérdidas de carga unitaria por m/km | Cerrar el circuito en la tubería Tub505 con la Tub504 que corre a lo largo de la Calle del Lago y que va a la Universidad Tecnológica por medio de una línea de 30 m de long. | |
| Av. Jalisco y Calle de lago, en la línea que alimenta la Universidad Tecnológica | 3 | Están fuera de rango en velocidades y pérdidas de carga unitaria por m/km | Reforzar la tubería Tub503 con una línea en paralelo de Ø= 3 pulg, de 56 m de long/ | Cambiar la línea con tubo de Ø= 4 pulg de 56 m de longitud |

Si las recomendaciones se llevan a cabo las presiones en el SH09 ser regularizarán. Las gráficas siguientes muestran los resultados de los perfiles mostrados en la figura 5.2.17.1.1.

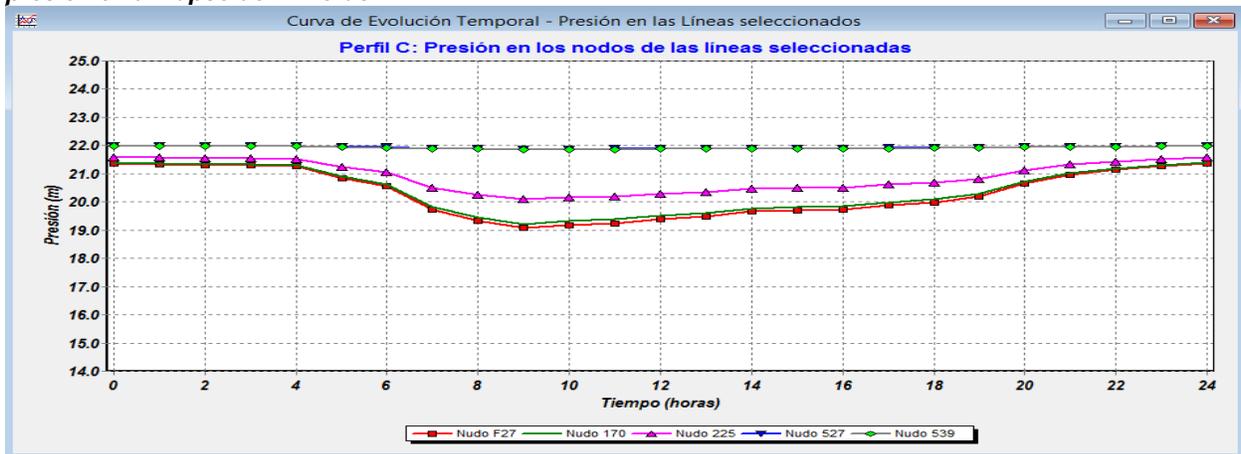
Gráfica 5.2.2.46 Perfil A de las presiones modeladas en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.



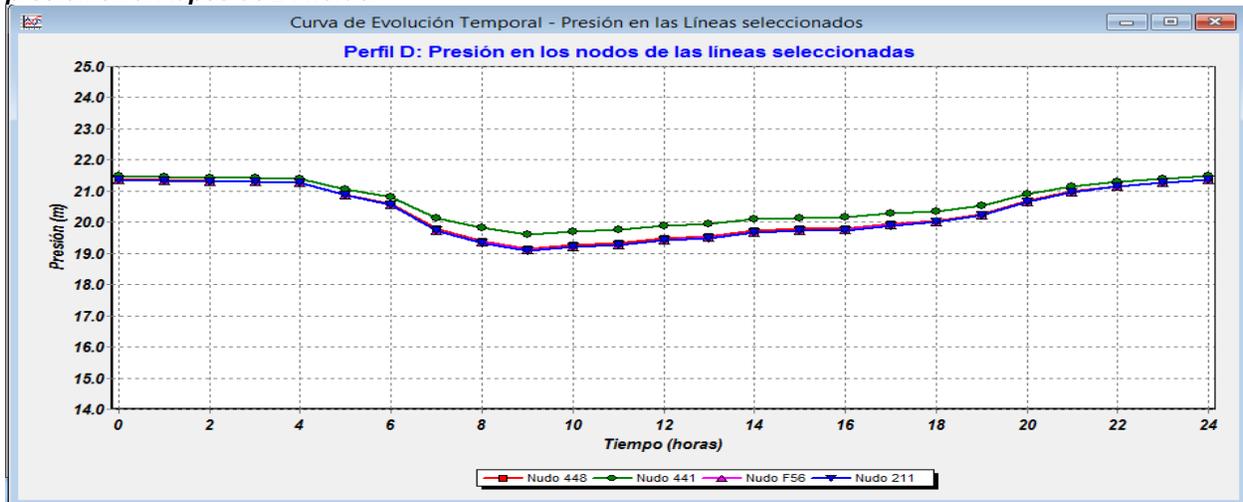
Gráfica 5.2.2.47 Perfil B de las presiones modeladas en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.



Gráfica 5.2.2.48 Perfil C de las presiones modeladas en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.



Gráfica 5.2.2.49 Perfil D de las presiones modeladas en los nodos centrales para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.



5.2.17 Sector hidrométrico 10

En el SH10 la característica principal es la de ser el que tiene mayor área y su topografía es completamente plana. Las diferencias en elevación no tienen significancia. Tiene dos entradas de agua que provienen del Pozo#6 y el Pozo#

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los cálculos hidráulicos y de población para este sector.

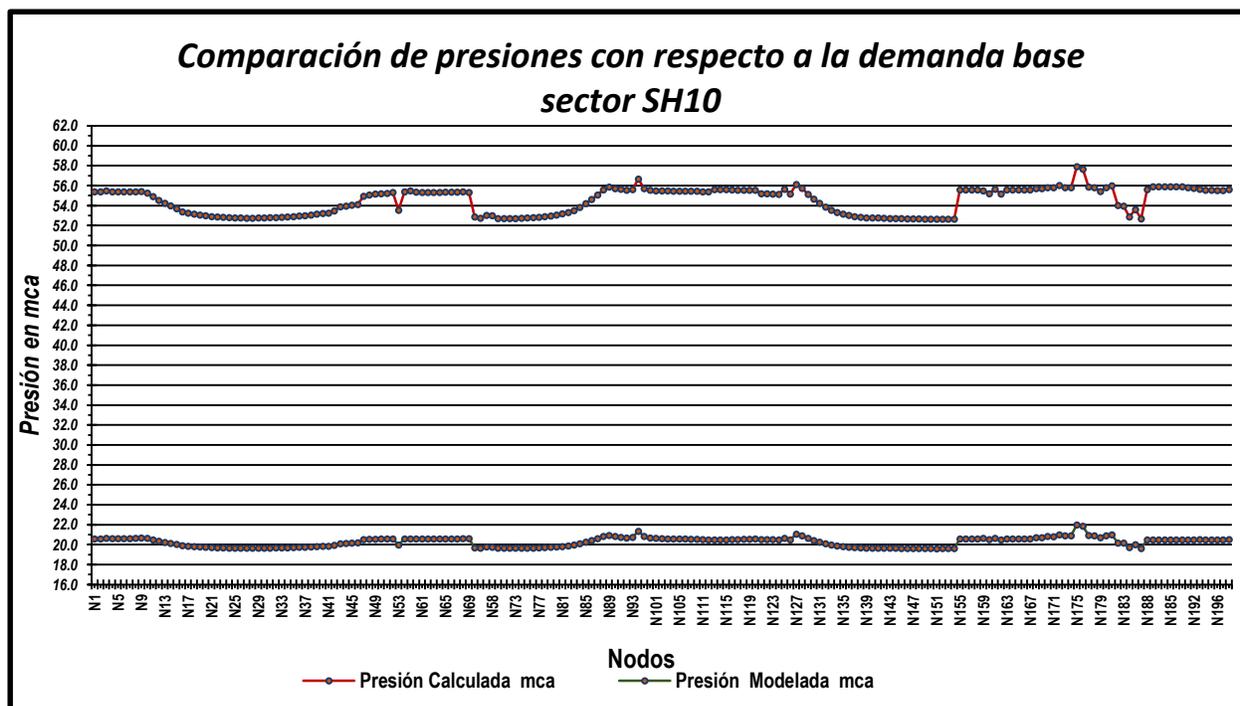
Tabla 5.2.2.23. Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

| Datos del Sector hidrométrico 05 | | |
|---------------------------------------|------------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 245.35 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1,687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 56.62 | L/s |
| Gasto medio: | 188.73 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 264.22 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 409.55 | L/s |
| Coeficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coeficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 142,431.86 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 9,663 | |
| índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total aproximado de habitantes: | 39,617 | |

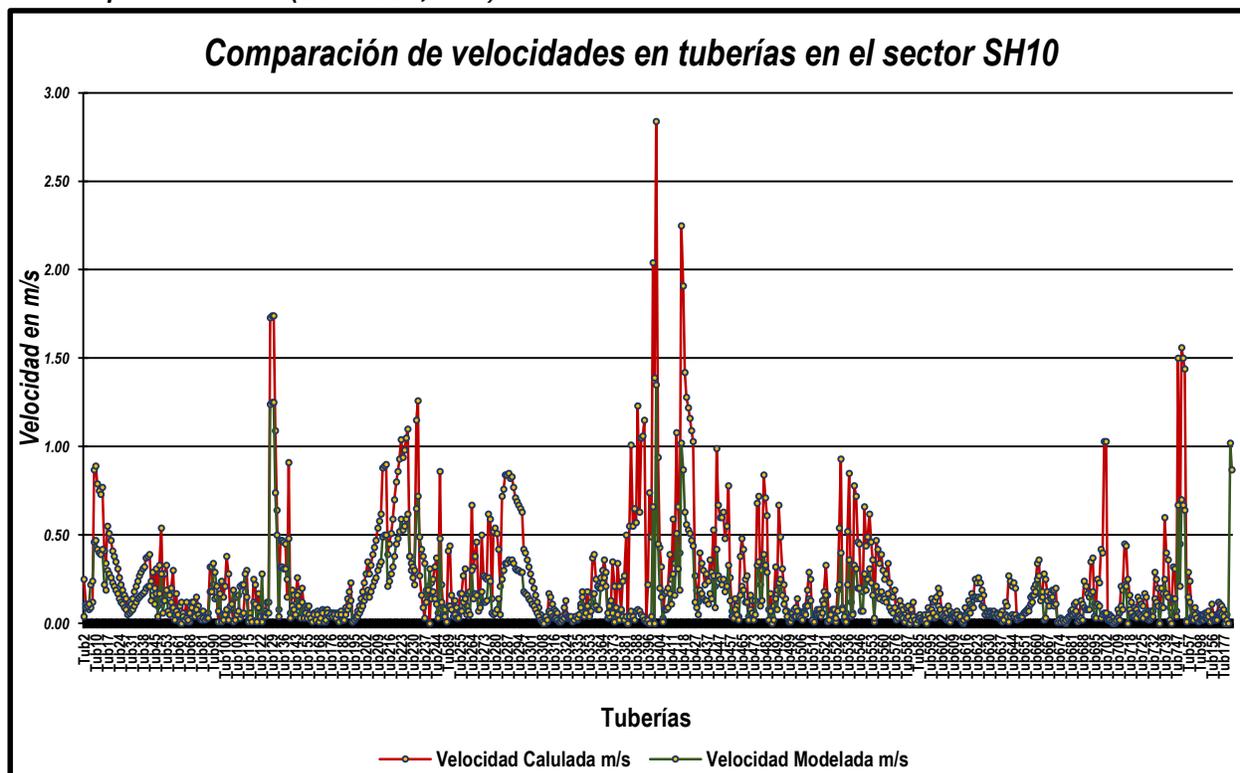
El Gasto Medio es la demanda base del sector con la que se inicia la modelación. Para mostrar los resultados se seguirá el mismo procedimiento que el SH01, se encuentran en el anexo 7v y 7w. El análisis de la información introducida al simulador, debe ser lo más real posible y al delimitarlo, se deben comprobar los resultados.

Con la información de los resultados determinados por EPANET se realiza el análisis de las presiones en los nodos así como las velocidades y las pérdidas de carga en las tuberías a partir de la demanda máxima horaria, la comparación se visualiza en las gráficas 5.2.2.50. 5.2.2.2 y 5.2.2.3.

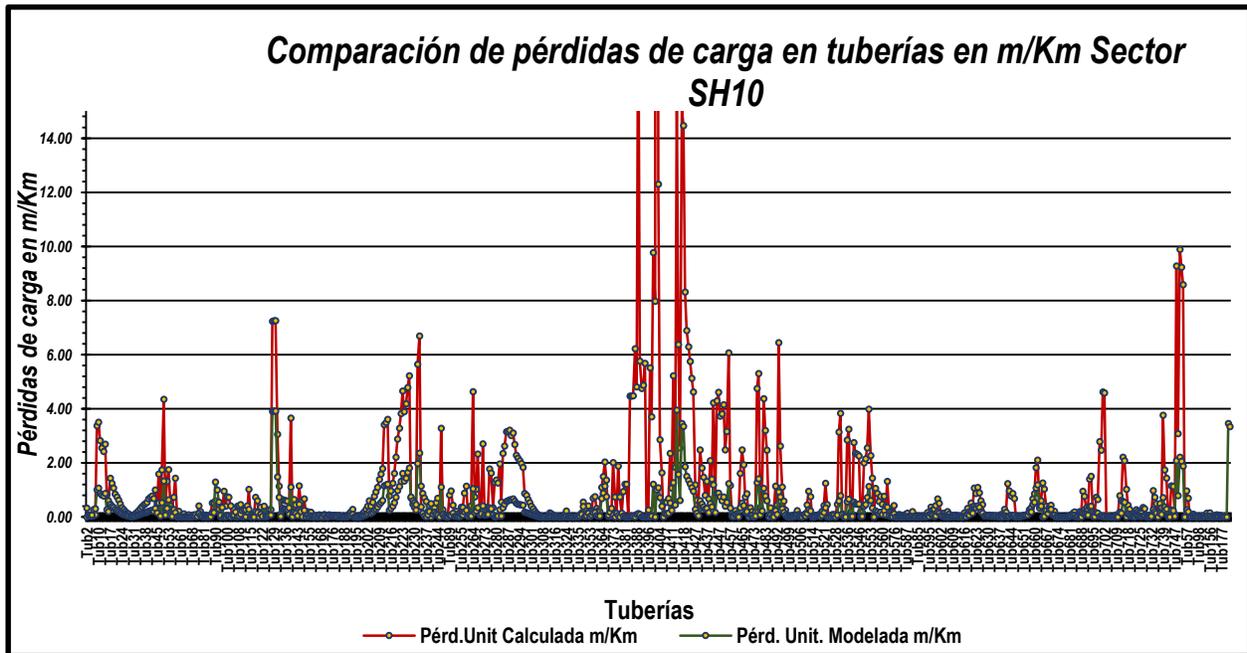
Gráfica 5.2.2.51 Comparación de las presiones calculadas y las presiones modeladas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los Pozo#6 y 22 con el factor máximo horario.



Gráfica 5.2.2.52 Comparación de la velocidad de flujo en las líneas de conducción (calculada y la modelada), máximo permitido 1 m/s (CONAGUA, 2007).



Gráfica 5.2.2.53 Comparación de las Pérdidas de carga en las líneas de conducción (la calculada y modelada) máximo permitido 6 m/Km (CONAGUA, 2007).



El análisis de los resultados indican que las presiones en el SH10 oscilan entre los 51.8 y 60 mca. Se seleccionan de la parte central del sector los nodos N139, N135, N130 y N125 a lo largo de la calle 35 de la Av. Geranios hacia el Norte (línea roja en el plano), para ver el comportamiento evolutivo de las presiones. En las gráficas siguientes se verá el comportamiento de los nodos:

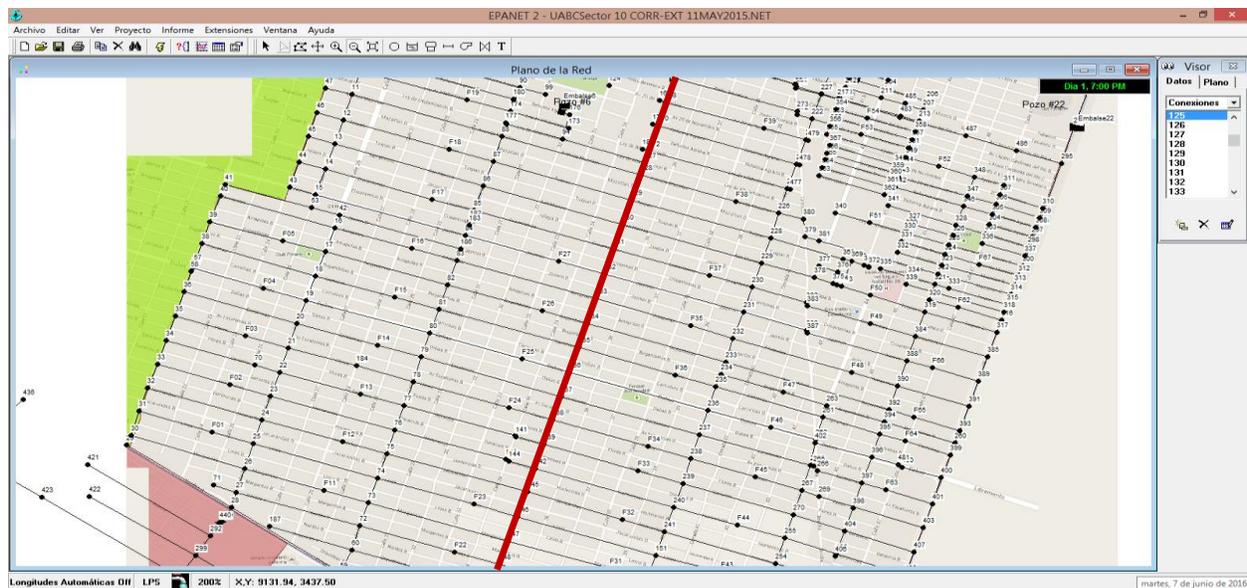
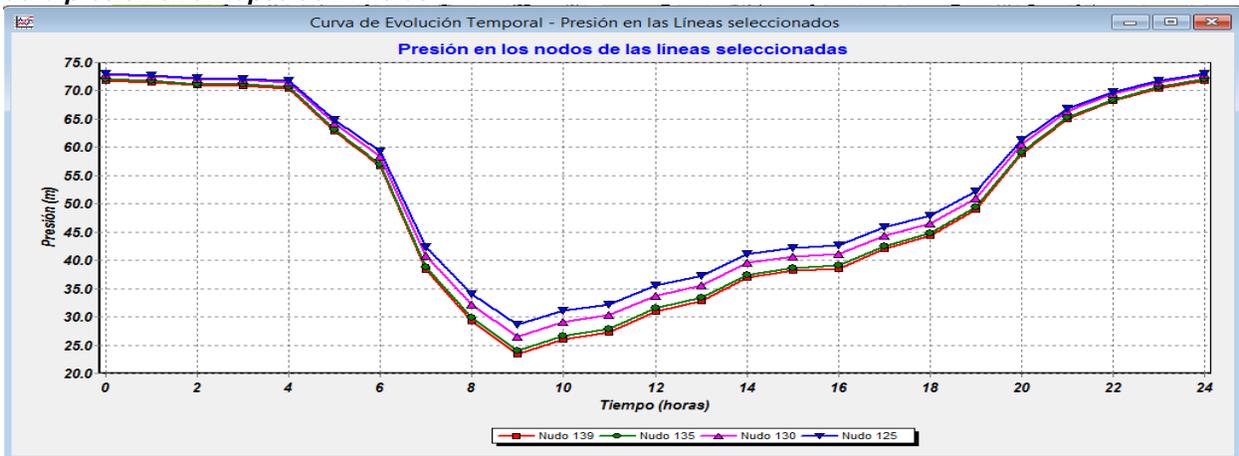
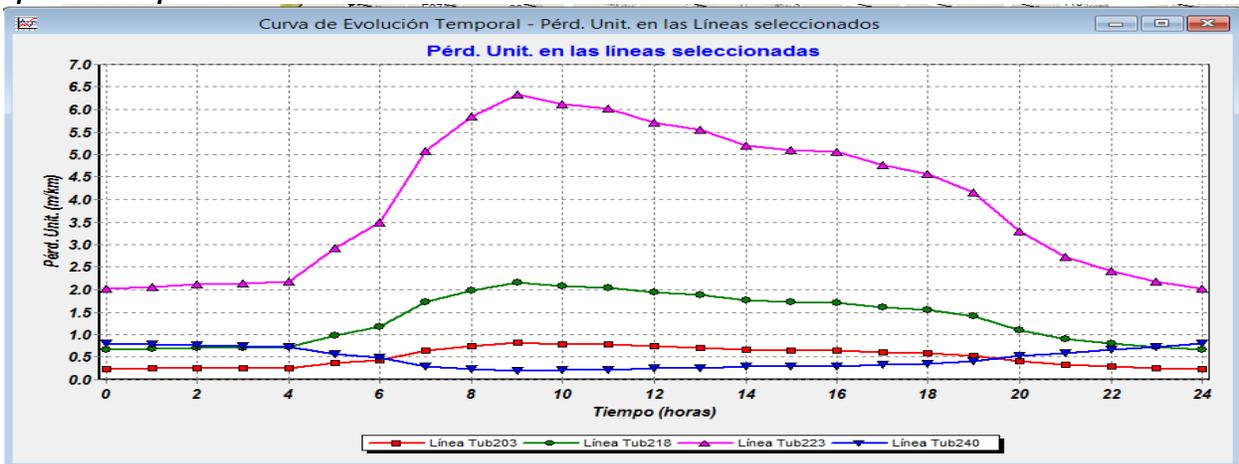


Figura 5.2.2.12 Mapa mostrando la ubicación de los nodos N139, N135, N130 y N125.

Gráfica 5.2.2.54 Perfil de las presiones en los nodos centrales que se seleccionaron para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas



Gráfica 5.2.2.55 Las pérdidas de carga en las líneas entre los nodos de la gráfica anterior. La tubería Tub223 apenas sobrepasa el límite de 6 m/km.



Gráfica 5.2.2.56 Análisis de la velocidad de flujo en las líneas de la anterior selección.



5.2.18 Discusión

El análisis de resultados nos indica que el SH10 las presiones en todos los nodos son elevadas, bajando un poco entre 9 y 10 horas, no importa si se realizó la simulación con el factor de máximo horario o el factor de demanda máxima.

Todo indica que se tiene que encontrar una solución para disminuir las presiones. Si la simulación se realiza con cualquiera de las bombas apagadas, dejando una funcionando, la bomba cualquiera que sea no alcanza a satisfacer la demanda, pues arrojan resultados negativos, que significa que no hay flujo en la línea o en los nodos.

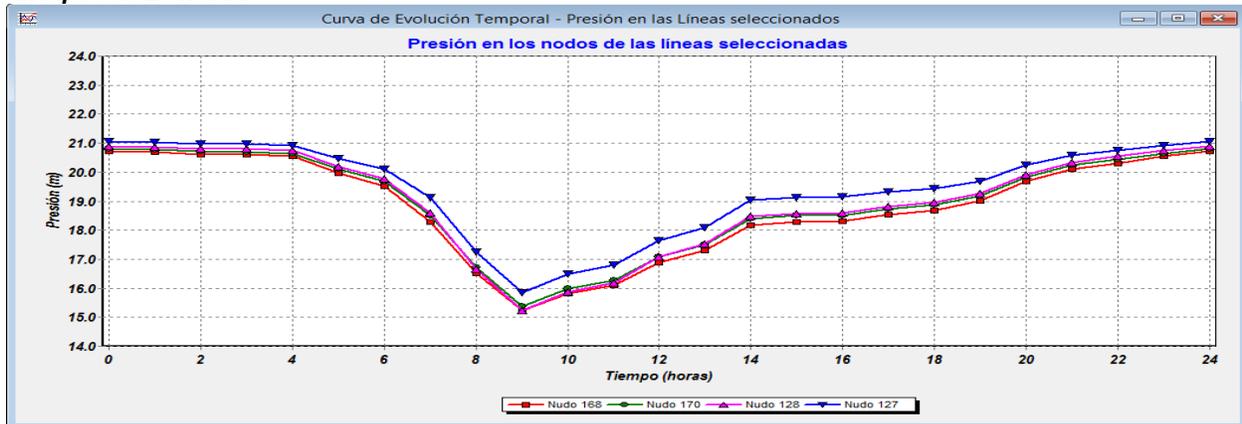
Cualquier nodo que se tome para hacer un análisis de presiones, dará como resultado presiones muy elevadas a cualquier hora. Las recomendaciones para la solución y búsqueda de alternativas para resolver los problemas hidráulicos del sector, se darán a continuación:

Tabla 5.2.2.24 Ubicación de las válvulas reductoras de presión.

| Ubicación de válvulas reductoras de presión | Cantidad | Ø pulg | Orientación | Observaciones |
|--|----------|--------|--|---|
| Entre Av. Torreón A y Av. Torreón B y calle 48, a 15m de la intersección de la línea que conecta al Pozo#22 y la línea Tub401, del lado norte de la calle 48 | 1 | 10 | Será de la intersección a la tubería que conecta al pozo hacia el norte a 15 m de distancia de la intersección, en la tubería Tub401 | Se solucionan todos los problemas de pérdidas de carga, velocidades en tubería y nodos con presión muy alta, en el lado norte del sector. La consigna para esta válvula es 20 mca. |
| Av. Lázaro Cárdenas A y calle 48, perpendicular a la tubería Tub417 y Tub418 | 1 | 10 | Hacia el poniente en dirección de la Av. Lázaro Cárdenas A en la tubería Tub750 | Se solucionan todos los problemas de pérdidas de carga, velocidades en tubería y nodos con presión muy alta, en la parte oriente del sector. La consigna para esta válvula es 22 mca. |

Con la instalación de las válvulas anteriores, se solucionan todos los problemas del sector en cuanto a velocidades, pérdidas de carga y presiones fuera del rango. En las gráficas siguientes se puede apreciar este resultado.

Tabla 5.2.2.25 Presiones modeladas en los nodos centrales del SH10 para saber la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.



5.2.19 Sector hidrométrico 11

El hacer un diseño de red de distribución de agua potable se deben de realizar varios estudios, entre ellos:

- a) Conocer el número de habitantes pasado, actual y futuro según censos poblacionales.
- b) Conocer la cantidad de agua que requerirá la población dependiendo de las actividades económicas, climáticas y principalmente el número de habitantes.
- c) Hacer diferentes estudios de factibilidad, entre ellos si se puede extraer agua del subsuelo.
- d) Tipo de trazo de las redes (abierta o cerrada)
- e) Período de diseño (cuando la obra trabaja al 100% de su capacidad) está ligado a aspectos económicos y financieros, construcción modular, exceptuando las obras que no se pueden modular y rediseño cada 5 años.
- f) La vida útil 20, 30 años

El Manual de Redes de Distribución de agua y Alcantarillado de la CONAGUA (CONAGUA, 2007) se recomienda para el diseño de toda red de agua.

El sector hidrométrico 11 se diseña partiendo del reclamo por parte de la población que habita en esta sección en experiencias pasadas y principalmente la venta de terrenos en la parte Sur de la SLRC en la cual no hay urbanización.

El Ejido La Grullita tiene lotificado un área de 852.5 Has. para venta en lotes de 200 m² c/u, pero sin urbanizar, por lo que el Organismo Operador planea en un futuro extender la red de distribución de agua a esta zona, pero la densidad de población actual es muy baja, principalmente por falta del acceso a la red de agua potable.

Este anteproyecto de red de agua, es con el fin de que el organismo operador se prepare para futuro crecimiento de la mancha urbana.

El anteproyecto se basa principalmente en la lotificación que realizó el Ejido, y en la lotificación del Departamento de Desarrollo Urbano y Ecología de San Luis Río Colorado y en el consumo promedio por habitante de 411.6 litros/hab/día.

El trazo de la red puede hacerse en 5 etapas las cuales se describen de una manera muy general:

1ra. etapa: Hacer el estudio para la perforación de un pozo para una bomba de 150 l/s de gasto, que esté entre la Calle San Emeterio y la Calle 13 por la Av. España.

2da. Etapa: Realizada la primera etapa, se trazaría la red desde la Av. Haití entre las calles San Miguel y calle 13, hasta la Av. Argentina (topa con el Canal Principal de la CONAGUA).

3ra. Etapa: Si la densidad de la población es significativa en 10, 15 años, se trazaría la red hasta la calle 22.

4ta. Etapa: Si la densidad de población es alta, se haría otro estudio de factibilidad para la perforación de otro pozo para una bomba igual al de la etapa 1.

5ta. Etapa: Sería el trazado final de la red desde la Av. Haití de la calle 22 a la 30 hasta la Av. Argentina (límite del Canal Principal de la CONAGUA).

El objetivo principal del anteproyecto de red, es que el organismo operador realice un balance de materiales que necesitaría en un futuro próximo y comience a proponer un plan de construcción por etapas o módulos y diseñe la red con el programa de simulación EPANET u otro afín. Los resultados de esta simulación se encuentran en el anexo 7x.

Los cálculos están en función del plano de lotificación, cada lote propuesto se considera que habrá un usuario (casa/habitación) con un índice de hacinamiento de 4.1 habitantes por vivienda (INEGI, 2010). No se detallan los centros comerciales, pero están implícitos en el balance de demanda base del sector, lo mismo sucede con las fugas de agua. Una vez realizada la propuesta, se puede determinar de una manera muy general el costo de la red.

Los cálculos hidráulicos y de población para este sector son:

Tabla 5.2.2.26 Información hidráulica calculada a partir de la demanda base y el consumo medio por habitante al día.

| Datos del Sector hidrométrico 05 | | |
|---|-----------|----------------------------|
| Demanda de agua del sector: | 156.99 | L/s |
| Dotación promedio por habitante: | 411.60 | L/Hab/día |
| Dotación por vivienda: | 1,687.60 | L/Viv/día |
| Fugas en la red (~30% de la demanda): | 36.23 | L/s |
| Gasto medio: | 120.76 | L/s |
| Gasto Máximo Diario: | 169.07 | L/s |
| Gasto Máximo Horario: | 262.05 | L/s |
| Coeficiente de variación horaria: | 1.55 | (CONAGUA,2007) |
| Coeficiente de variación diaria: | 1.40 | (CONAGUA,2007) |
| Longitud de la tubería | 60,648.12 | Metros |
| Modo de suministro : | Pozo | |
| No. de viviendas: | 6,183 | |
| Índice de hacinamiento: | 4.10 | Hab/vivienda (INEGI, 2010) |
| Total aproximado de habitantes: | 25,349 | |

Los resultados encontrados son aceptables para el diseño de la red, las siguientes gráficas muestran paso a paso los cálculos realizados.

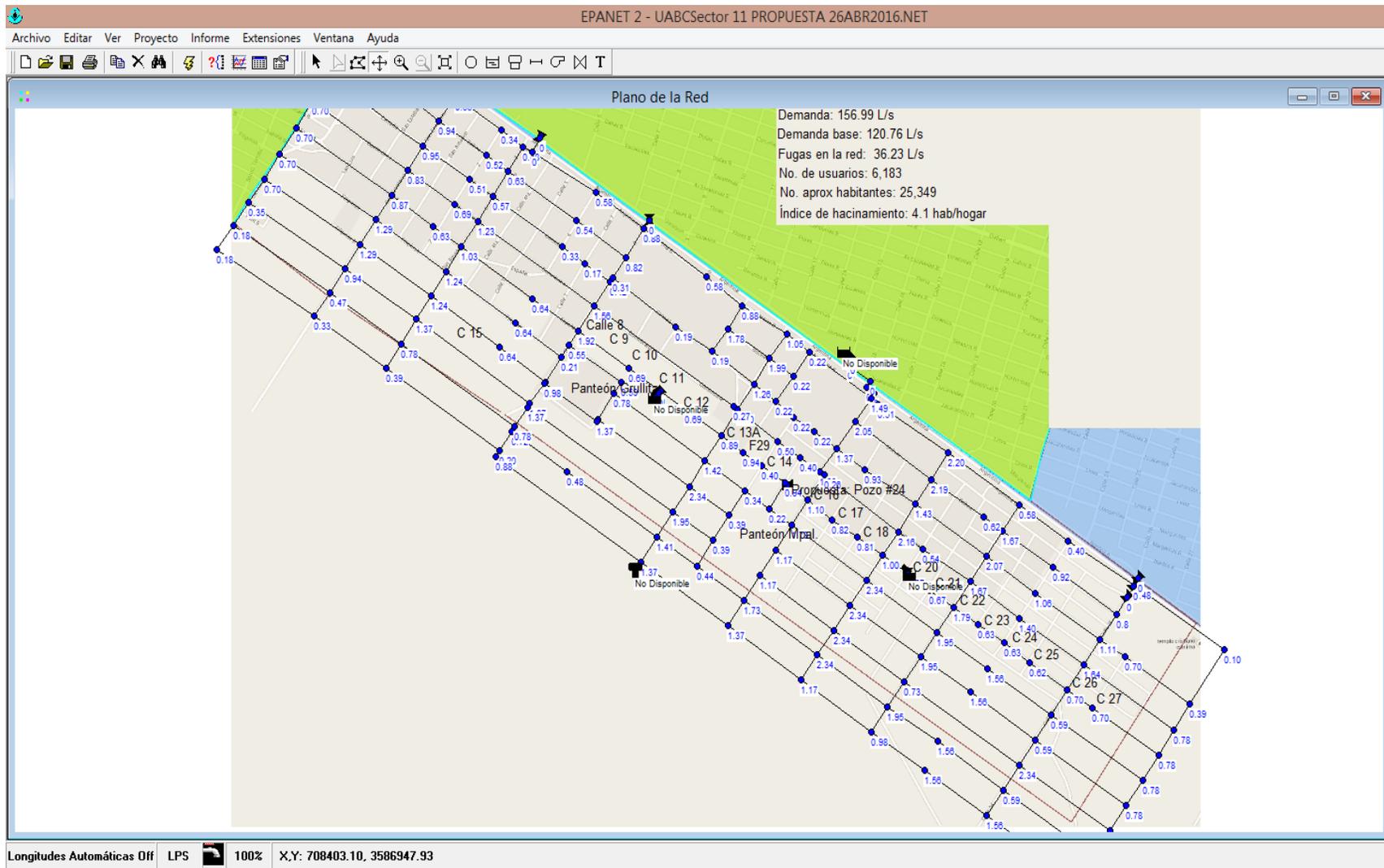


Figura 5.2.13 SH11 Esqueletización de la red e introducción de los datos de la demanda base y las alturas de cada nodo.

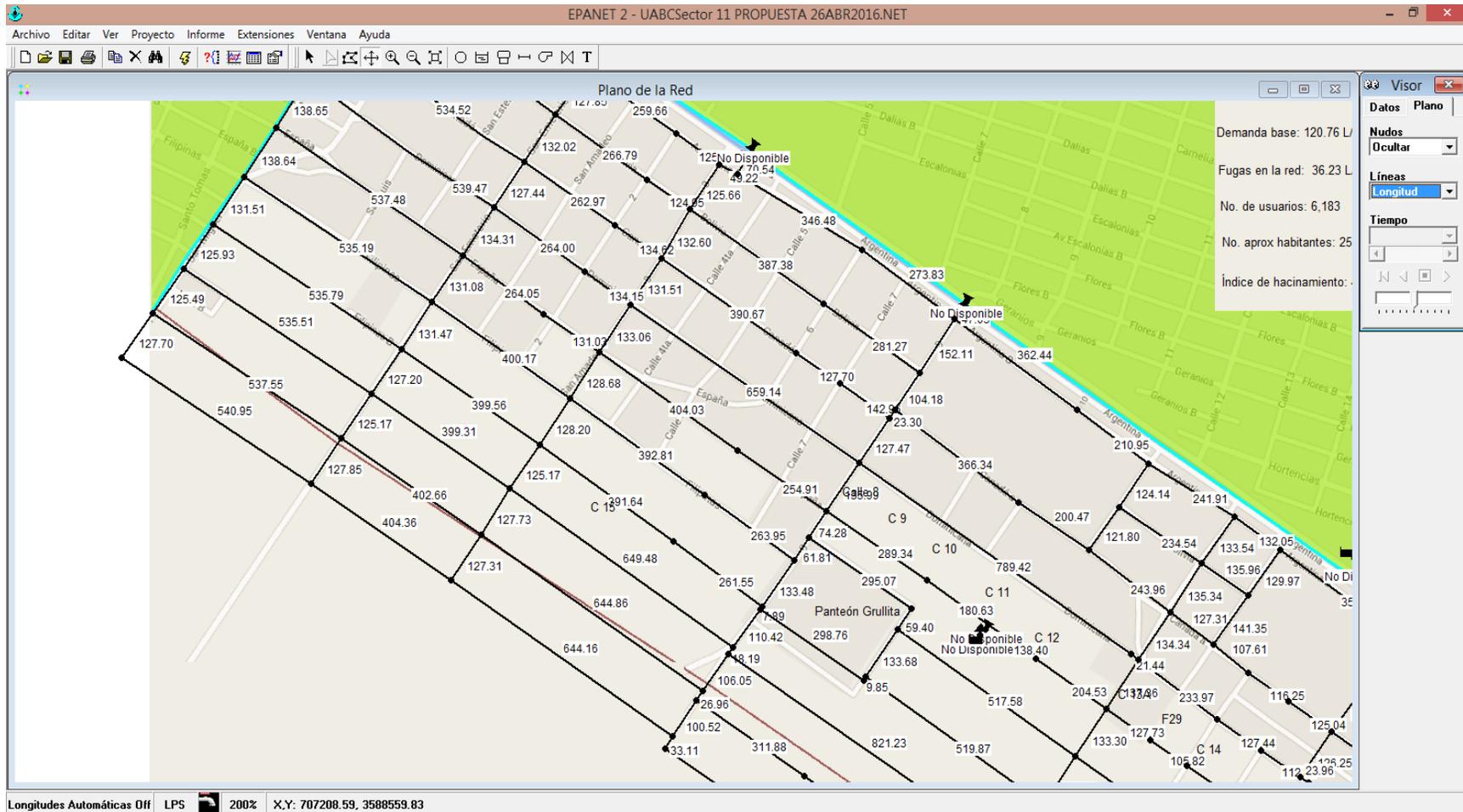


Figura 5.2.2.14 Introducción de las distancias de cada tramo así como el posible diámetro que tendrá la tubería entre los nodos del SH11.

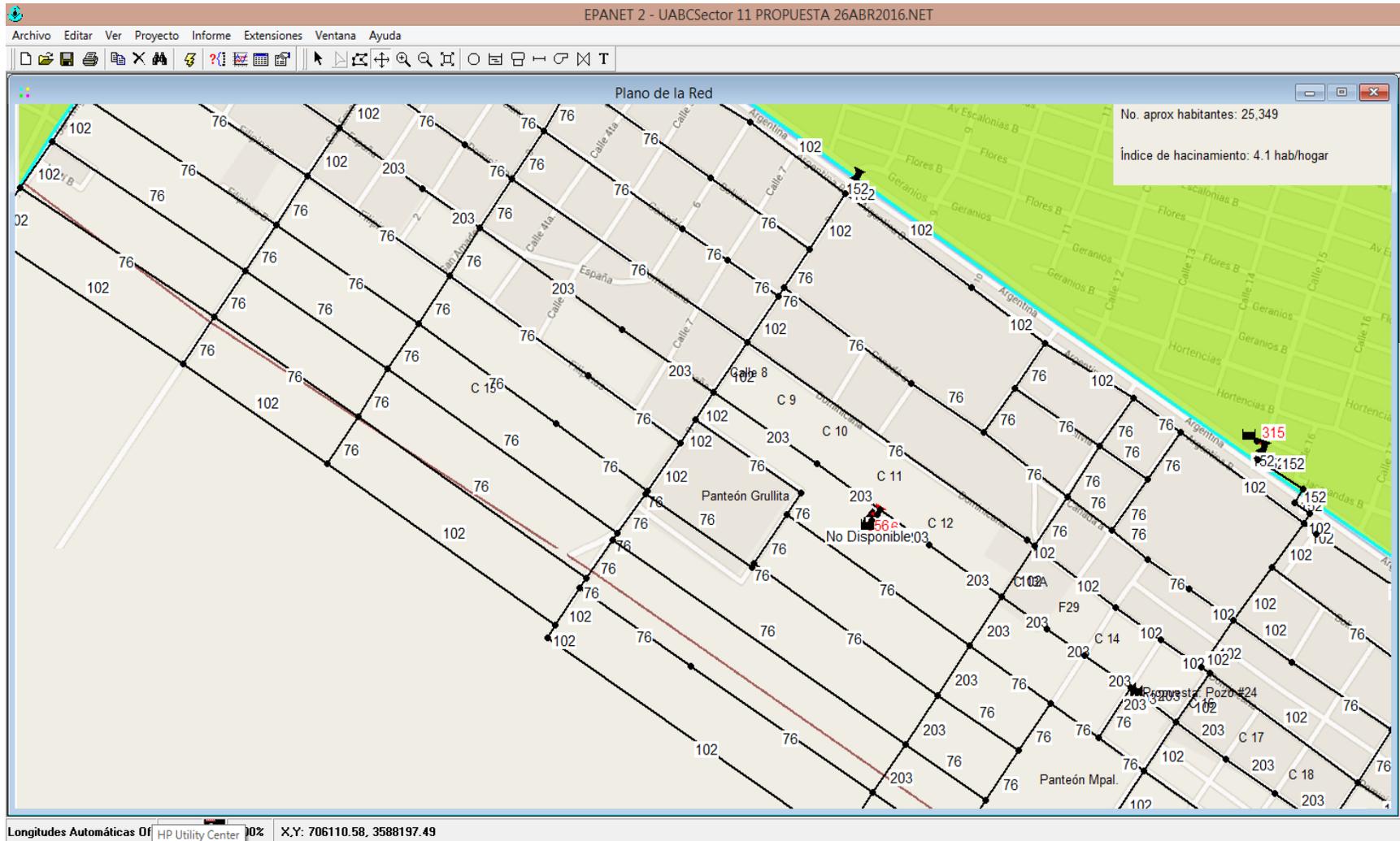


Figura 5.2.2.15 Una vez alimentada la base de datos con demanda, distancia, diámetros, rugosidad, se procede a realizar la corrida usando el programa con la finalidad de calcular, presión, caudal, pérdidas de carga, flujo, etc. solo del sector SH11.

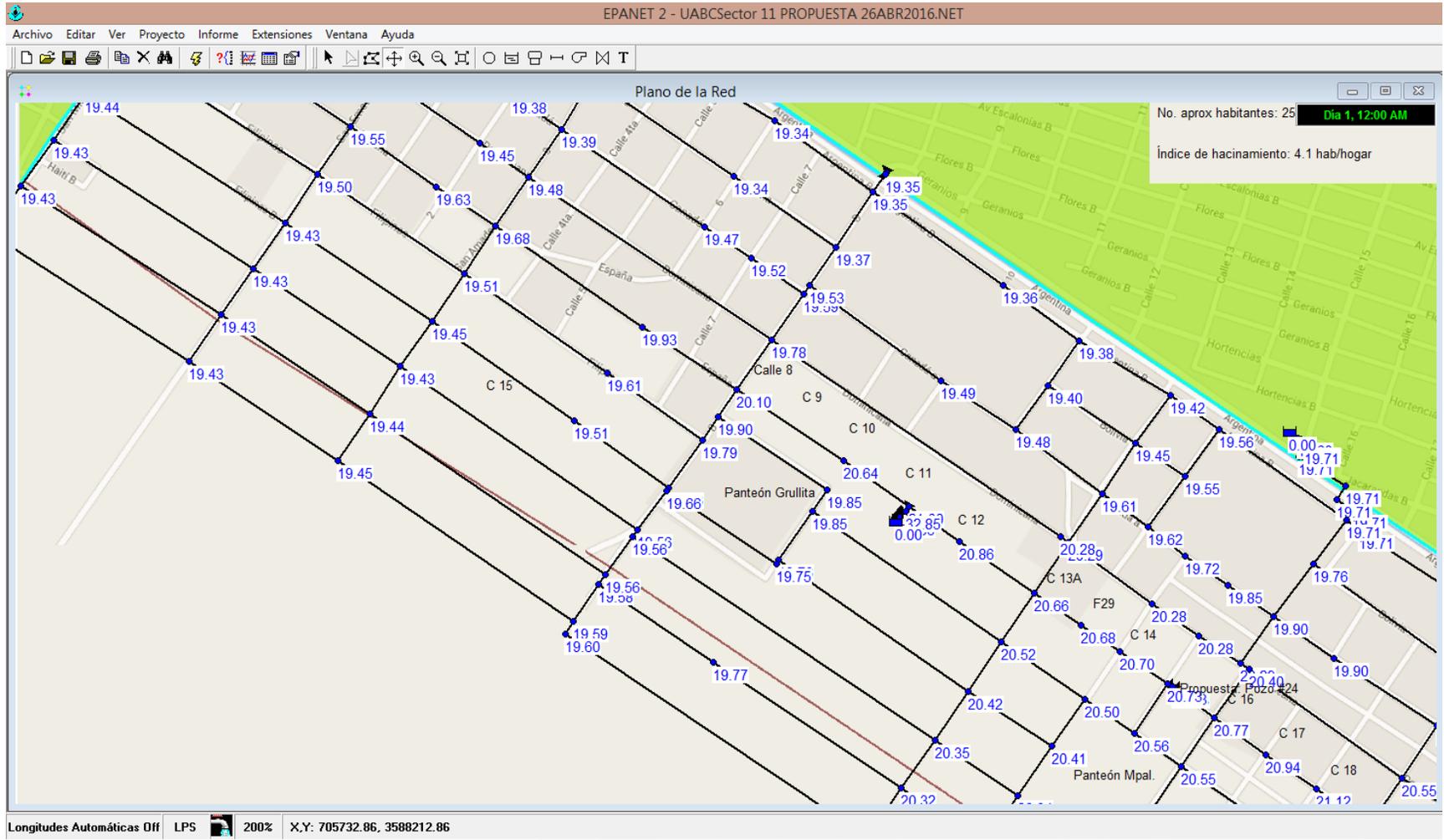
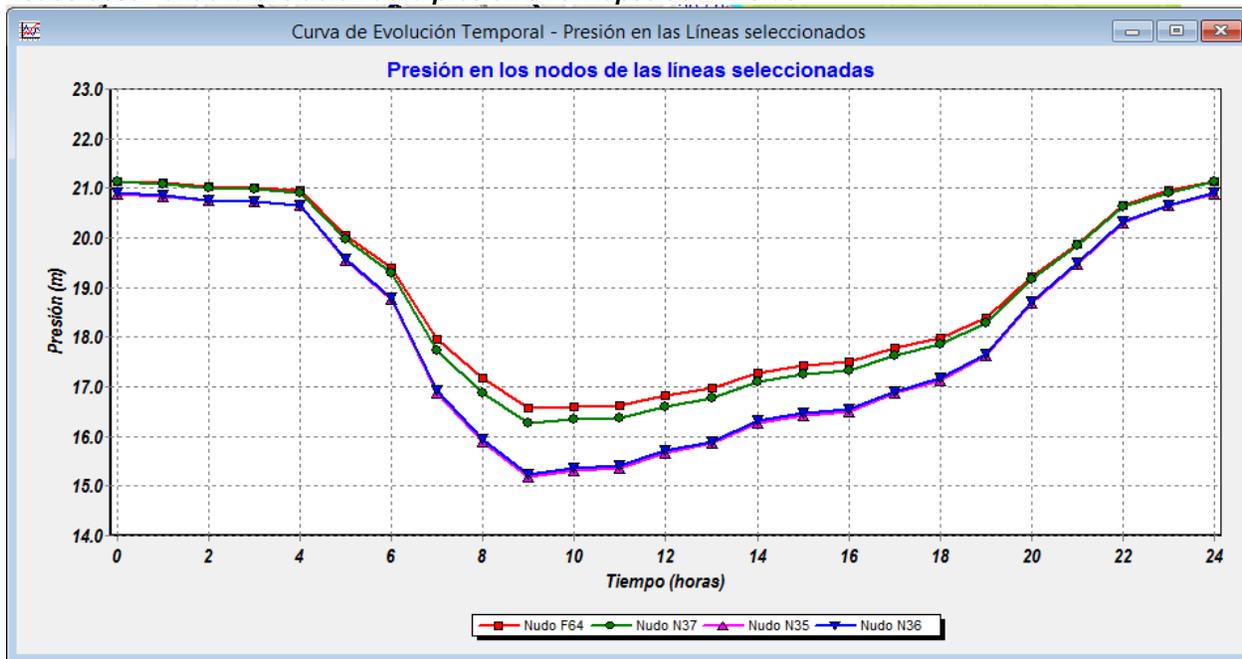
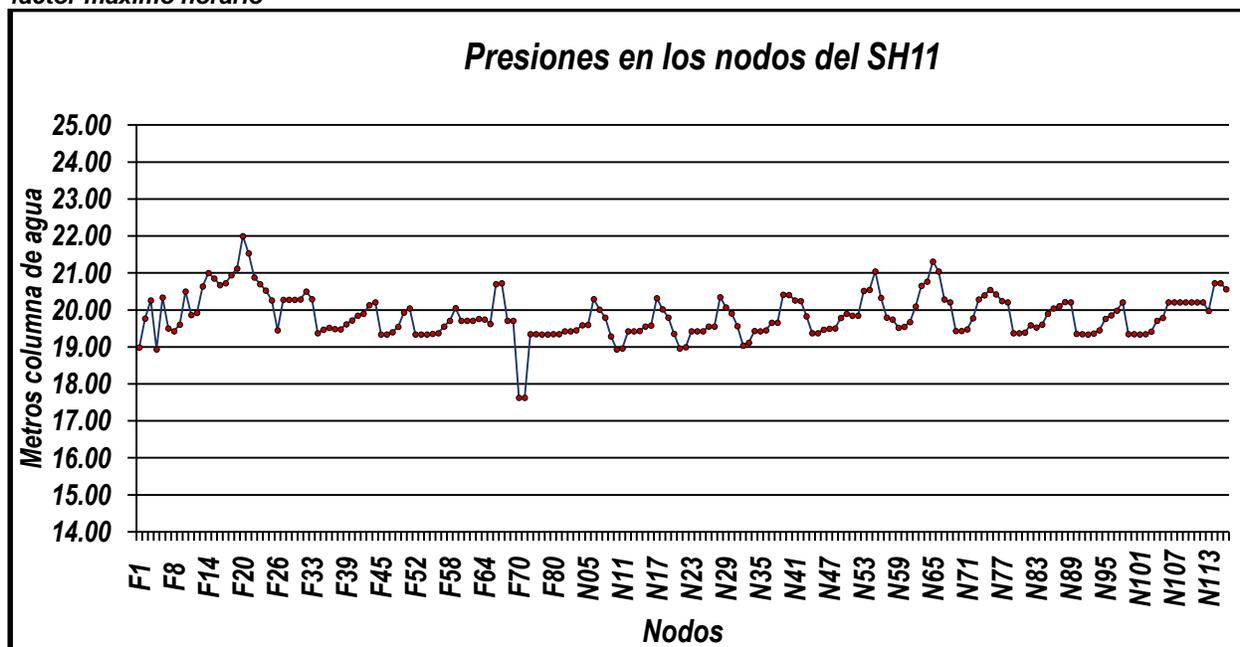


Figura 5.2.2.16 Para cada nodo el programa calcula la presión en base a la demanda y al tipo de bomba que se utilizada, datos que nos servirán para en el SH11.

Gráfica 5.2.2.57 Modelado de la presión en un rango de 15 a 22 mca. En el perfil se muestra la presión en los nodos observando la evolución de la presión en un lapso de 24 horas.



Gráfica 5.2.2.58 Presiones calculadas para cada nodo en base a la demanda y al bombeo de los pozos con el factor máximo horario



Capítulo 6

Conclusiones y Recomendaciones

Las ventajas de sectorizar la red de agua son muchas, entre ellas están: la de tener un mayor control de fugas y de tomas clandestinas, se uniformizan todas las presiones en las tomas domiciliarias que al final es lo que se busca, además si hay voluntad para mejorar, se puede implementar una base de datos para cada sector y así poder revisar la red para futuras ampliaciones o cierres de tubería.

Cabe hacer la aclaración que la simulación no es el modelo exacto. Como su nombre lo indica, es una simulación de los hechos reales. Los resultados obtenidos son muy aproximados a la realidad, pero se debe tener precaución de utilizar la información lo más precisa que se tenga. Lo mejor será obtener datos reales cada cierto tiempo y contrastarlos con los datos simulados para así ir ampliando la base de datos y mejorar la modelación.

Con la simulación se pueden modelar las diferentes propuestas de operación y costos sin necesidad de utilizar recursos económicos para el cálculo. Se puede elegir el mejor criterio de operación en un tiempo muy breve.

A pesar de que EPANET no calcula golpes de ariete, ni turbulencias, ni diseña la red, ni calcula las demandas en los nodos, el programa es muy poderoso y facilita el cálculo que se realiza en el diseño de redes, al hacer simulaciones en período estático y en período extendido del comportamiento hidráulico y de calidad de agua (no realizado en este estudio).

Una de las principales ventajas del programa, es que puedes seguir la evolución del flujo del agua, calcular los niveles de agua en los tanques y la presión en los nodos de demanda.

No hay que perder de vista que estamos trabajando con información de datos promedio y no con datos reales. Para contrastar los resultados del modelo, se deben comparar las presiones obtenidas con las presiones medidas en el campo, una vez realizado el cierre del sector.

También se tiene que tomar en cuenta que la variación del consumo es aleatoria y por lo tanto, las demandas de agua varían en cada instante. La toma de datos reales no es una tarea sencilla, por lo que también se debe validar la información que entrega el organismo operador ya que ésta también puede ser errónea.

Si el organismo operador crea una base de datos eficiente, cualquier persona encargada de la red puede hacer una revisión en cualquier momento. Para sectores como los analizados en este estudio, se sugiere que cada 5 ó 10 años se haga una revisión, y como se contará con información actualizada, de forma casi inmediata se podrá saber si la red de agua potable necesita mejoras o simplemente conocer el estado de la misma.

Una de las desventajas de la sectorización, es que los costos en redes ya instaladas pueden ser muy elevados, otra es que los tiempos son muy largos para implementar los cambios.

Las metas principales que el organismo operador se debe fijar son:

- La realización de nuevos los planos de la red distribución de agua potable con información actual, con detalles de las líneas, la ubicación de cajas de válvulas con todas las características, con distancias lo más reales posibles, la ubicación de los codos, T's, piezas especiales, todas las características de bombas, pozos, etc., todo a escala y georeferenciados.
- La información técnica debe estar bien detallada, documentada y accesible, para que la revisión y ajuste en la red sea mucho más sencilla de realizar.
- Debe recopilar todos los datos técnicos e hidráulicos y clasificarlos por sector hidrométrico. En otras palabras, la información debe estar al día.
- Una vez realizada cualquier simulación, debe calibrar los resultados en un tiempo corto para la toma de decisiones.
- Se recomienda hacer un estudio sobre la concentración del cloro residual, fierro y manganeso u otras sustancias con el programa EPANET.
- Se recomienda implementar un plan de instalación de hidrantes por número de usuarios y su mantenimiento para cada cierto período utilizando EPANET.
- Es recomendable que el organismo operador realice un estudio de fugas por sector, con el fin de conocer los puntos débiles de la red.
- Además debe apoyarse en los programas SIG (Sistemas de información geográfica) para la ubicación exacta de cada detalle o característica de importancia en la red, en otras palabras, debe contar con su propia base de datos de aspectos técnicos y actualizados.

EPANET apoyado con los programas SIG serían una gran herramienta para la gestión y administración de la información en el organismo operador, ya que puede aplicarse a la parte técnica y administrativa.

Con este estudio sobre la red de distribución se encontró que es muy complejo el análisis, ya que en nodos con presiones muy altas y donde confluyen más de dos tuberías, si se cierra o bloquea el flujo sin cerrar los otros, EPANET compensará el flujo por los caminos que queden abiertos y difícilmente se podrá nivelar la presión en ese nodo.

La otra ventaja del estudio, es el análisis que se hizo de redes tanto cerradas como abiertas y combinadas (malladas y ramificadas), y los problemas que ocasiona la topografía con pendiente muy fuertes en poca distancia, pero lo mejor fue que mediante la visualización de las gráficas que proporciona el programa, se pueden cotejar los valores de forma visual de las distintas propuestas que se realicen.